

**KAJIAN HIDROLIKA PELIMPAH SAMPING PADA
MODEL FISIK BENDUNGAN PASURUHAN
KABUPATEN MAGELANG PROVINSI JAWA TENGAH
DENGAN SKALA 1:60**

SKRIPSI

**TEKNIK PENGAIRAN KONSENTRASI PERENCANAAN
TEKNIK BANGUNAN AIR**

Ditujukan untuk memenuhi persyaratan
memperoleh gelar Sarjana Teknik



**RIZKI ROBBI RAHMAN ALAM
NIM. 145060407111007**

**UNIVERSITAS BRAWIJAYA
FAKULTAS TEKNIK
MALANG**

2018

LEMBAR PENGESAHAN
KAJIAN HIDROLIKA PELIMPAH SAMPING PADA
MODEL FISIK BENDUNGAN PASURUHAN
KABUPATEN MAGELANG PROVINSI JAWA TENGAH
DENGAN SKALA 1:60

SKRIPSI

TEKNIK PENGAIRAN KONSENTRASI PERENCANAAN
TEKNIK BANGUNAN AIR

Ditujukan untuk memenuhi persyaratan
memperoleh gelar Sarjana Teknik



RIZKI ROBBI RAHMAN ALAM
NIM. 145060407111007

Skripsi ini telah direvisi dan disetujui oleh dosen pembimbing
Pada tanggal 30 Juni 2018

Dosen Pembimbing

Ir. Mohammad Taufiq, MT.
NIP. 19590703 198903 1 003

PERNYATAAN ORISINALITAS SKRIPSI

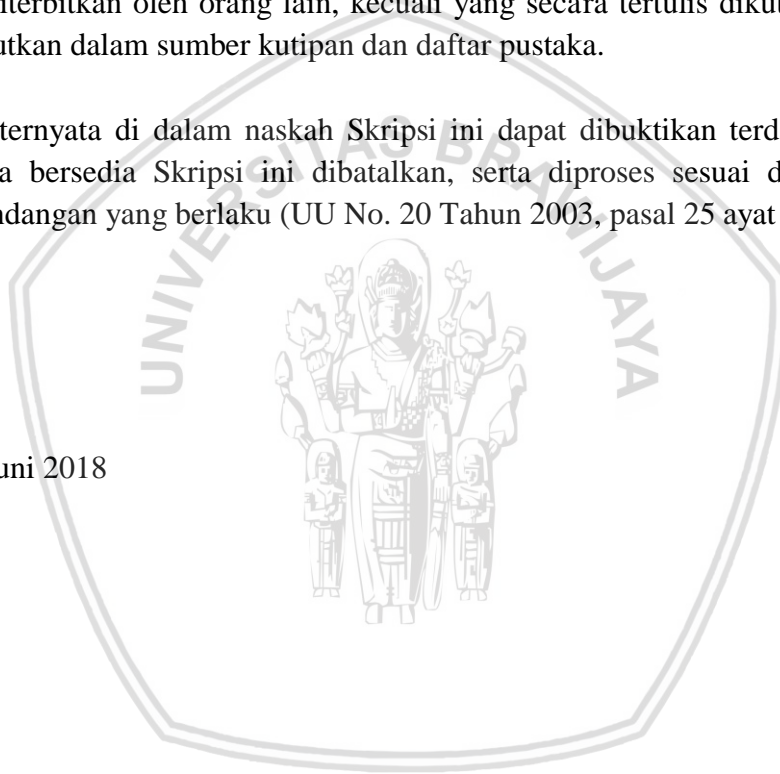
Saya menyatakan dengan sebenar-benarnya bahwa sepanjang pengetahuan saya dan berdasarkan hasil penelusuran berbagai karya ilmiah, gagasan dan masalah ilmiah yang diteliti dan diulas di dalam Naskah Skripsi ini adalah asli dari pemikiran saya. Tidak terdapat karya ilmiah yang pernah diajukan oleh orang lain untuk memperoleh gelar akademik di suatu Perguruan Tinggi, dan tidak terdapat karya atau pendapat yang pernah ditulis atau diterbitkan oleh orang lain, kecuali yang secara tertulis dikutip dalam naskah ini dan disebutkan dalam sumber kutipan dan daftar pustaka.

Apabila ternyata di dalam naskah Skripsi ini dapat dibuktikan terdapat unsur-unsur jiplakan, saya bersedia Skripsi ini dibatalkan, serta diproses sesuai dengan peraturan perundang-undangan yang berlaku (UU No. 20 Tahun 2003, pasal 25 ayat 2 dan pasal 70)

Malang, 30 Juni 2018

Mahasiswa,

Rizki Robbi Rahman Alam
145060407111007



*Karya ini dipersembahkan kepada **Ibu** dan **Bapak***



Everyone is fighting their own battle

To free from the pass

To live in their present

And to create their future



PENGANTAR

Puji syukur atas rahmat Allah SWT sehingga saya dapat menyelesaikan penyusunan usulan skripsi ini, karena izin Nya saya dapat menyusun skripsi ini. Shalawat serta salam selalu teriring kepada nabi besar Muhammad SAW sebagai suri tauladan kita.

Laporan seminar usulan skripsi yang berjudul **“Kajian Hidrolika Pelimpah Samping Pada Model Fisik Bendungan Pasuruhan Kabupaten Magelang Provinsi Jawa Tengah Dengan Skala 1:60”**. Penyusun menyadari sepenuhnya bahwa dalam pengerjaan laporan ini masih banyak kekurangan sehingga skripsi ini masih jauh dari kesempurnaan, dikarenakan keterbatasannya pengetahuan yang dimiliki penyusun.

Untuk itu pada kesempatan ini tak lupa saya ucapkan terima kasih kepada:

1. Kedua orangtua dan kedua adek tercinta yang senantiasa selalu mendoakan, memberi bantuan baik secara moral dan materi, serta memberikan motivasi.
2. Bapak Ir. Mohammad Taufiq , MT. selaku dosen pembimbing, yang telah memberikan banyak masukan, kritikan, saran serta pandangan mengenai pembahasan skripsi ini.
3. Bapak Dr. Very Dermawan, ST.,MT., Bapak Dr. Sumiadi, ST., MT., dan Bapak Dian Sisinggih, ST., MT., Ph.D selaku dosen penguji yang telah berkenan menguji serta memberikan saran dan masukan dalam skripsi ini.
4. Fitri Retnowati yang selalu memberikan motivasi dalam menyelesaikan laporan ini.
5. Teman-teman Teknik Pengairan 2014 yang telah memberi semangat, doa, serta bantuannya kepada penyusun.
6. Semua pihak yang telah membantu terselesaikannya laporan ini yang tidak dapat penulis sebutkan satu-persatu.

Akhirnya penyusun menyadari bahwa dalam pembuatan usulan skripsi ini masih terdapat kekurangannya. Untuk itu penyusun mengharapkan masukan berupa kritik dan saran dari pembaca, serta penyusun berharap semoga usulan skripsi ini dapat bermanfaat bagi kita semua.

Malang, 30 Juni 2018

Penulis

HALAMAN INI SENGAJA DIKOSONGKAN



RINGKASAN

Rizki Robbi Rahman Alam, Jurusan Teknik Pengairan, Fakultas Teknik Universitas Brawijaya, Juli 2018, Kajian Hidrolika Pelimpah Samping pada Model Fisik Bendungan Pasuruhan Kabupaten Magelang Provinsi Jawa Tengah dengan Skala 1 : 60, Dosen Pembimbing : Mohammad Taufiq

Sesuai dengan persyaratan pembangunan Bendungan di Indonesia, maka sebelum dilaksanakan tahapan kegiatan pembangunan fisik, perlu dilakukannya perencanaan rinci dan terarah sehingga pada tahapan kegiatan selanjutnya yaitu Sertifikasi Desain Bendungan Pasuruhan seluruh kajian pendukung perencanaan telah terakomodir sesuai dengan Kriteria Perencanaan Bendungan. Pada tahapan kegiatan saat ini akan dilaksanakan kegiatan uji model (*test*) fisik bangunan pelimpah rencana Bendungan Pasuruhan serta kajian yang bertujuan untuk mempelajari perilaku hidrolika (*performance hydraulic*) pada bangunan pelimpah tipe pelimpah samping (*side channel spillway*), pola aliran pada saluran transisi dan peluncur, dan kerja bangunan peredam energi, serta kondisi aliran dan gerusan yang terjadi pada bagian hilir bangunan peredam energi, dan memberikan hasil kajian secara teknis terhadap keamanan tubuh bendungan pada beberapa kondisi yang disyaratkan.

Pada analisis profil muka air, debit yang dikaji yaitu Q_{100th} , Q_{1000th} , dan Q_{PMF} , dengan data debit sekunder. Kajian yang dilakukan pada pelimpah menggunakan metode Iwasaki dan USBR untuk mencari nilai koefisien debit, lalu dibandingkan dengan hasil uji model. Selanjutnya perhitungan untuk tinggi muka air pada, saluran Transisi, dan saluran peluncur dilakukan dengan prinsip kehilangan energi, yaitu dengan metode tahapan standar. Sedangkan untuk perhitungan yang dilakukan pada saluran samping, dan kolam olak menggunakan pendekatan hukum momentum. Untuk gerusan lokal, analisis yang digunakan yaitu dengan pendekatan model.

Dari hasil analisis profil muka air, diperoleh kondisi profil muka air pada pelimpah dengan metode perhitungan pada saat mengalirkan debit Q_{PMF} tidak terjadi limpasan pada tubuh bendungan (*overtopping*), dengan perbedaan elevasi muka air dan elevasi puncak tubuh bendungan yaitu 0,91 m, dan pada pendekatan uji model perbedaan elevasi muka air dan elevasi puncak bendungan yaitu 1,5 m. kondisi pada saluran samping tidak terjadi aliran balik (*back water*). Keadaan aliran pada saluran transisi yaitu subkritis dan tidak terjadi aliran silang. Pada saluran peluncur, kondisi aliran dengan pendekatan model dan perhitungan yaitu superkritis, tidak terdapat kavitasi dan aliran getar. Tekanan pada pelimpah, saluran transisi, dan saluran peluncur tidak terjadi tekanan tekan. Kolam olak yang digunakan yaitu USBR tipe IV, dengan efisiensi kolam olak untuk mereduksi energy yaitu 60%. Pada hilir sungai, setelah saluran pengarah hilir (*Escape Channel*), gerusan terdalam yang terjadi yaitu 6 m, sehingga diperlukan upaya perlindungan. Untuk mengurangi kedalaman gerusan tersebut, maka ditambahkan rip-rap pada setelah saluran pengarah hilir (*Escape Channel*) dan ditambahkan ground sill pada hilir sungai.

Kata kunci : Analisis hidrolika, Pelimpah Samping, Gerusan lokal,

SUMMARY

Rizki Robbi Rahman Alam, Department of Water Resources Engineering, Faculty of Engineering, University of Brawijaya, July 2018, Hydraulic Models Test of Side Channel Spillway Pasuruhan Dam in Magelang Regency Central Java Province with Scale 1:60 , Academic Supervisor : Mohammad Taufiq

In accordance with the requirements of Dam construction in Indonesia, prior to the phases of physical development activities, it is necessary to conduct detailed and directed planning so that in the next stage of activities the Pasuruan Dam Design Certification throughout the planning support study has been accommodated in accordance with the Dam Design Criteria. At the current stage of activity will be carried out the physical model test of the building overhaul of Pasuruhan Dam and the study aimed to study the hydraulic performance in the side channel spillway, the flow pattern on the transition channel and chute , and the work of stilling basin energy-reducing structures, as well as the flow and scouring conditions occurring on the downstream of energy-reducing structures, and provide technical studies of the safety of dam bodies in some of the conditions required.

In the water profile profile analysis, the debits examined were Q_{100th} , Q_{1000th} , and QPMF, with secondary discharge data. The study conducted on spillway using Iwasaki and USBR method to find the value of debit coefficient, then compared with model test result. Further, the calculation for the water level on the Transition channel and the launch channel is carried out by the principle of energy loss, the standard step method. As for the calculations performed on the side channel, and stilling basin using the momentum law. For local scour, the analysis used is with the model.

From the analysis of the water profile profile, the condition of the water profile on the spillway was calculated at the time of flowing QPMF discharge did not occur overflow on the cress body of the dam or ovetopping, with the difference of water level and cress elevation body height of 0.91 m, and the model approaches the difference in water level elevation and the elevation of the cress dam at 1.5 m. conditions on the side channel does not occur back flow/back water. The regime in the transition channel are subcritical and there is no cross flow. In the launch channel, flow conditions with model approach and calculation are supercritical, no cavitation and vibration flow. Pressure on overflow, transition channel, and launch channel does not occur pressure press. stilling basin that is used is USBR type IV, with efficiency of pond to reduce energy ie 60%. On the downstream of the river, after the Escape Channel, the deepest scour is 6 m, so there is a need for protection. To reduce the scour depth, a rip-rap was added after the Escape Channel and added ground sill to the downstream.

Keywords : Analysis of hydraulics, side channel spillway, local scouring.,

DAFTAR ISI

	Halaman
KATA PENGANTAR	i
DAFTAR ISI	iii
DAFTAR TABEL	vii
DAFTAR GAMBAR	ix
DAFTAR LAMPIRAN.....	xi
 BAB I PENDAHULUAN	
1.1 Latar Belakang.....	1
1.2 Identifikasi Masalah.....	1
1.3 Batasan Masalah	3
1.4 Rumusan Masalah.....	3
1.5 Tujuan dan Manfaat.....	4
 BAB II LANDASAN TEORI	
2.1. Tinjauan Umum.....	5
2.1.1. Energi Spesifik	6
2.1.2. Momentum pada Aliran Saluran Terbuka.....	7
2.1.3. Loncatan Hidrolik	8
2.2. Konstruksi Pelimpah.....	13
2.2.1. Debit Pelimpah.....	15
2.2.2. Saluran Pengarah.....	21
2.2.3. Pelimpah Samping.....	23
2.3. Saluran Transisi	30
2.4. Saluran Peluncur.....	33
2.5. Peredam Energi.....	37
2.5.1. Kolam Olak Datar USBR Tipe I	38
2.5.2. Kolam Olakan Datar USBR Tipe II	38
2.5.3. Kolam olak datar USBR tipe III.....	40
2.5.4. Kolam olak datar tipe IV	42
2.6. Kavitasi	44
2.6.1. Kontrol Kavitasi	44
2.6.2. Indeks Kavitasi	45
2.7. Aliran Silang.....	46
2.8. Aliran Getar	48
2.9. Gerusan Lokal.....	49
2.10. Konstruksi Model	52
2.10.1. Skala Model	55
2.10.2. Hukum Kesesuaian Model.....	56
2.10.3. Data yang Diperlukan untuk Model Test.....	59

2.10.4. Evaluasi Hasil Uji.....	59
2.11. Penjabaran Besaran Skala Model Tanpa Distorsi (Undistorted).....	60
2.11.1. Kecepatan Aliran (nV).....	60
2.11.2. Waktu Aliran (nt).....	60
2.11.3. Debit Aliran (nQ).....	61
2.11.4. Koefisien Chezy dan Meaning	61
BAB III METODOLOGI	
3.1. Fasilitas Pengujian.....	63
3.2. Skala Model.....	65
3.3. Konstruksi Model	68
3.4. Persiapan.....	68
3.4.1. Alat ukur Rechbox	68
3.4.2. Pengambilan Data	69
3.5. Rancangan Pengujian	71
3.6. Rancangan Evaluasi Pengujian.....	72
BAB IV DATA DAN ANALISA DATA	
4.1 Perhitungan Muka Air	77
4.2. Perhitungan Kecepatan.....	78
4.3. Perhitungan Tinggi Tekan.....	78
4.4. Kalibrasi dan Verifikasi Model	79
4.4.1. Kalibrasi.....	79
4.5. Analisa Rambatan Kesalahan.....	88
4.6. Perubahan Model.....	90
4.7. Perhitungan Debit.....	92
4.7.1. Perhitungan Koefisien Debit Pada Pelimpah.....	92
4.8. Perhitungan Muka Air dan Kecepatan	96
4.8.1. Analisis Hidrolika Pelimpah.....	96
4.9 Analisa Hidrolika Pada Saluran Transisi.....	101
4.9.1. Bentuk Saluran Transisi.....	101
4.9.2. Perhitungan Profil Muka Air Pada Saluran Transisi.....	103
4.10. Analisa Hidrolika Pada Saluran Peluncur	110
4.10.1. Saluran Peluncur.....	110
4.10.2. Perhitungan Profil Muka Air Pada Saluran Peluncur.....	111
4.11. Analisa Hidrolika pada Saluran Samping.....	114
4.11.1. Saluran Samping.....	114
4.11.2. Perhitungan Kemiringan Dasar Side Channel.....	115
4.11.3. Perhitungan Profil Muka Air pada Saluran Samping.....	122
4.12. Analisa Loncatan Hidrolis.....	126
4.12.1. Perhitungan Loncatan Hidrolis pada Kolam Olak.....	126
4.13. Analisa Profil Muka Air Dengan Pendekatan Uji Model.....	127
4.14. Perhitungan Aliran Getar.....	127
4.15. Perhitungan Indeks Kavitas.....	141
4.16. Perbandingan Profil Muka Air Pendekatan Model dan Perhitungan	148
4.17. Gerusan Lokal	151
BAB V PENUTUP	
5.1 Kesimpulan.....	157
5.2 Saran	159

DAFTAR PUSTAKA
LAMPIRAN



HALAMAN INI SENGAJA DIKOSONGKAN



DAFTAR TABEL

No.	Judul	Halaman
Tabel 2.1	Klasifikasi Ukuran Kategori Bendungan	14
Tabel 2.2	Kriteria Pemilihan Kala ulang Banjir Rancangan.....	14
Tabel 2.3	Kriteria Pemilihan Kala Ulang Banjir Rancangan.....	14
Tabel 2.4	Profil Mercu	15
Tabel 2.5	Hubungan Temperatur dengan Kekentalan Kinematis	46
Tabel 2.6	Fungsi Tempratur Pada Kekentalan	49
Tabel 2.7	Rasio Model	58
Tabel 3.1	Data Fasilitas Pompa pada Laboratorium Sungai dan Rawa	63
Tabel 3.2	Besaran Ukuran Model	65
Tabel 3.3	Rasio Besaran Besaran pada Model	66
Tabel 3.4	Debit yang Digunakan pada Model	67
Tabel 3.5	Evaluasi Hasil Pengujian	73
Tabel 4.1	Debit melalui <i>Rechbox</i> dengan Lebar Ambang 40 cm	81
Tabel 4.2	Debit melalui <i>Rechbox</i> dengan Lebar Ambang 40 cm	83
Tabel 4.3	Debit melalui <i>Rechbox</i> dengan Lebar Ambang 80 cm	84
Tabel 4.4	Debit melalui <i>Rechbox</i> dengan Lebar Ambang 80 cm	86
Tabel 4.5	Debit Rancangan melalui <i>Rechbox</i> yang Digunakan Model Test	87
Tabel 4.6	Kesalahan Relatif Tinggi Air Diatas Pelimpah.....	88
Tabel 4.7	Data debit	91
Tabel 4.8	Nilai Koefisien Limpahan (<i>C</i>) dan Tinggi Muka Air di Atas Pelimpah (<i>H_d</i>) Metode USBR	92
Tabel 4.9	Hasil Perhitungan Dengan Metode Iwasaki	94
Tabel 4.10	Rekapitulasi Hasil Perhitungan Nilai Koefisien Limpahan (<i>C</i>) Menurut USBR, Iwasaki dan Hasil Uji Model Fisik.....	94
Tabel 4.11	Perhitungan Profil Muka Air Diatas Pelimpah Pada Q_{2th}	97
Tabel 4.12	Perhitungan Profil Muka Air Diatas Pelimpah Pada Q_{5th}	98
Tabel 4.13	Perhitungan Profil Muka Air Diatas Pelimpah Pada Q_{25th}	98
Tabel 4.14	Perhitungan Profil Muka Air Diatas Pelimpah Pada Q_{50th}	100
Tabel 4.15	Perhitungan Profil Muka Air Diatas Pelimpah Pada Q_{100th}	101
Tabel 4.16	Perhitungan Profil Muka Air Diatas Pelimpah Pada Q_{1000th}	102
Tabel 4.17	Perhitungan Profil Muka Air Diatas Pelimpah Pada Q_{PMF}	103
Tabel 4.18	Perhitungan Profil Muka Air Saluran Transisi Pada Q_{100th}	110
Tabel 4.19	Perhitungan Profil Muka Air Saluran Transisi Pada Q_{1000th}	110
Tabel 4.20	Perhitungan Profil Muka Air Saluran Transisi Pada Q_{PMF}	111
Tabel 4.21	Perhitungan Profil Muka Air Saluran Peluncur Pada Q_{100th}	115
Tabel 4.22	Perhitungan Profil Muka Air Saluran Peluncur Pada Q_{1000th}	115
Tabel 4.23	Perhitungan Profil Muka Air Saluran Peluncur Pada Q_{PMF}	116
Tabel 4.24	Penentuan Nilai <i>a</i> dan <i>n</i> dengan Metode Coba Banding.....	120
Tabel 4.25	Perhitungan Hidrolika untuk Saluran Samping (<i>n</i> = 0,8 dan <i>a</i> = 0,26).....	121
Tabel 4.26	Menentukan Kehilangan Tinggi Tekan Karena Gesekan	122
Tabel 4.27	Perhitungan Kemiringan Dasar Saluran Samping	123
Tabel 4.28	Perhitungan Profil Muka Air Saluran Samping Pada Q_{100th}	127
Tabel 4.29	Perhitungan Profil Muka Air Saluran Samping Pada Q_{1000th}	127
Tabel 4.30	Perhitungan Profil Muka Air Saluran Samping Pada Q_{PMF}	127
Tabel 4.31	Perhitungan Tinggi Konjugasi Pada Loncatan Hidrolis	131

Tabel 4.32	Perhitungan Tinggi Konjugasi Pada Loncatan Hidrolis.....	131
Tabel 4.33	Perhitungan Aliran Getar Q_{1000th}	134
Tabel 4.34	Perhitungan Aliran Getar Q_{PMF}	136
Tabel 4.35	Profil Muka Air Final Desain pada saluran pengarah.....	138
Tabel 4.36	Profil Muka Air Final Desain pada pelimpah.....	139
Tabel 4.37	Profil Muka Air Final Desain pada Saluran Samping (Side Channel).....	140
Tabel 4.38	Profil Muka Air Final Desain pada Saluran Transisi.....	141
Tabel 4.39	Profil Muka Air Final Desain pada Saluran Peluncur.....	142
Tabel 4.40	Perhitungan Kavitasi Pada Pelimpah Debit Q_{100th}	144
Tabel 4.41	Perhitungan Kavitasi Pada Pelimpah Debit Q_{1000th}	145
Tabel 4.42	Perhitungan Kavitasi Pada Pelimpah Debit Q_{PMF}	146
Tabel 4.43	Perhitungan Kavitasi Pada Saluran Peluncur.....	147
Tabel 4.44	Hasil Pengukuran Tekanan Air pada Model Final Model.....	148
Tabel 4.45	Perbandingan Profil Muka air pada Saluran Transisi.....	151
Tabel 4.46	Perbandingan Profil Muka air pada Saluran Samping.....	152
Tabel 4.47	Perbandingan Profil Muka air pada Saluran Peluncur.....	152
Tabel 4.48	Dokumentasi Pola Gerusan Pada Sungai Bagian Hilir Model Seri II.....	153
Tabel 4.49	Dokumentasi Pola Gerusan Pada Sungai Bagian Hilir Model Seri II.....	154
Tabel 4.50	Dokumentasi Pola Gerusan Pada Sungai Bagian Hilir Model Seri II.....	155
Tabel 4.51	Dokumentasi Pola Gerusan Pada Sungai Bagian Hilir Model Seri II.....	156
Tabel 4.52	Dokumentasi Pola Gerusan Pada Sungai Bagian Hilir Model Seri II.....	157
Tabel 4.53	Dokumentasi Pola Gerusan Pada Sungai Bagian Hilir Model Seri II.....	158



DAFTAR GAMBAR

No.	Judul	Halaman
Gambar 1.1	Peta DTA Waduk Pasuruhan	2
Gambar 2.1	Energi dalam aliran saluran-terbuka berubah beraturan.....	5
Gambar 2.2	Persamaan momentum pada loncatan hidraulis.....	7
Gambar 2.3	Prinsip energi dan momentum pada saluran terbuka.....	8
Gambar 2.4	Hubungan antara F_1 dan y_2/y_1 untuk loncatan hidrolis.....	10
Gambar 2.5	Jenis loncatan berdasarkan bilangan <i>Froude</i>	11
Gambar 2.6	Kurva panjang loncatan	12
Gambar 2.7	Bentuk-bentuk pelimpah mercu Ogee	15
Gambar 2.8	Koefisien limpahan dipengaruhi oleh faktor P/Hd untuk hulu tegak.....	17
Gambar 2.9	Koefisien limpahan dipengaruhi oleh faktor P/Hd hulu tidak tegak.....	17
Gambar 2.10	Koefisien limpahan dipengaruhi faktor P/Hd kemiringan lerengdepan.....	18
Gambar 2.11	Koefisien kontraksi pilar (sesuai bentuk depan masing-masing pilar)	19
Gambar 2.12	Koefisien kontraksi pilar (sesuai bentuk tumpuannya)	20
Gambar 2.13	Saluran pengarah.....	22
Gambar 2.14	Tinggi air saluran pengarah	23
Gambar 2.15	<i>Control section</i> pada saluran samping	27
Gambar 2.16	Pelimpah samping.....	29
Gambar 2.17	Skema penyempitan dasar saluran pada saluran transisi	33
Gambar 2.18	Skema penampang memanjang aliran pada saluran peluncur	36
Gambar 2.19	Kolam olak datar USBR tipe I.....	38
Gambar 2.20	Kolam olak datar USBR tipe II	39
Gambar 2.21	Grafik hubungan antara (d_2/d_1) dengan angka Froude	39
Gambar 2.22	Kolam olak datar USBR tipe III.....	41
Gambar 2.23	Grafik hubungan antara (d_2/d_1) dengan angka Froude	41
Gambar 2.24	Kolam olak datar USBR tipe VI.....	42
Gambar 2.25	Grafik hubungan antara (d_2/d_1) dengan angka Froude	43
Gambar 2.26	Susunan gelombang dalam kontraksi dinding lurus	47
Gambar 2.27	Grafik kriteria aliran getar	49
Gambar 2.28	Prinsip persamaan momentum.....	50
Gambar 2.29	Grafik <i>Shield</i>	51
Gambar 3.1	Denah lokasi model test Bendungan Pasuruhan.....	74
Gambar 3.2	Diagram pengujian model	76
Gambar 4.1	Detail <i>rechbox</i>	80
Gambar 4.2	Grafik hubungan Debit (Q) lebar ambang 40 cm	83
Gambar 4.3	Grafik hubungan Debit (Q) lebar ambang 80 cm.....	86
Gambar 4.4	Detail pelimpah tampak samping	95
Gambar 4.5	Detail pelimpah tampak atas.....	95
Gambar 4.6	Mercu pelimpah tampak samping.....	96
Gambar 4.7	Profil muka air mercu pelimpah	97
Gambar 4.8	Denah memanjang saluran transisi	104
Gambar 4.9	Saluran transisi tampak samping	104
Gambar 4.10	Profil muka pada air saluran transisi	111
Gambar 4.11	Denah Saluran Peluncur	112
Gambar 4.12	Saluran peluncur tampak samping.....	112
Gambar 4.13	Profil muka air peluncur	116

Gambar 4.14	Denah saluran samping.....	117
Gambar 4.15	Saluran samping tampak samping.....	117
Gambar 4.16	Elevasi dasar saluran samping.....	124
Gambar 4.17	Grafik muka air pada saluran samping.....	129
Gambar 4.18	Profil muka air peredam energi.....	131
Gambar 4.19	Penentuan aliran getar saluran peluncur Q100th.....	133
Gambar 4.20	Penentuan aliran getar saluran peluncur Q1000th.....	135
Gambar 4.21	Penentuan aliran getar saluran peluncur QPMF.....	137
Gambar 4.22	Hasil pengukuran tinggi tekanan air model seri II	148



BAB I PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Dalam rangka pengembangan potensi sumber daya air di Wilayah Sungai Progo Opak Serang, Balai Besar Wilayah Sungai Serayu Opak telah merencanakan pembangunan Bendungan Pasuruhan di Desa Pasuruhan, Kecamatan Mertoyudan, Kabupaten Magelang. Bendungan Pasuruhan direncanakan untuk memenuhi kebutuhan air baku bagi sebagian masyarakat di Kabupaten Magelang, Kabupaten Sleman dan Kota Daerah Istimewa Yogyakarta, dengan kebutuhan air sebesar 1.483 l/det dan irigasi seluas kurang lebih 700 ha dengan memanfaatkan air permukaan dari Kali Progo. Luas Daerah Tangkapan Air (DTA) Waduk Pasuruhan kurang lebih 967.3 km². Daerah Tangkapan Air (DTA) waduk Pasuruhan berasal dari Kali Progo dengan panjang sungai utama hingga ke rencana waduk sejauh $\pm 74,29$ km (lihat Gambar 1.1. Peta DTA Waduk Pasuruhan).

Sesuai dengan persyaratan pembangunan Bendungan di Indonesia, maka sebelum dilaksanakan tahapan kegiatan pembangunan fisik, perlu dilakukannya perencanaan rinci dan terarah sehingga pada tahapan kegiatan selanjutnya yaitu Sertifikasi Desain Bendungan Pasuruhan seluruh kajian pendukung perencanaan telah terakomodir sesuai dengan Kriteria Perencanaan Bendungan. Pada tahapan kegiatan saat ini akan dilaksanakan kegiatan uji model (*test*) fisik bangunan pelimpah rencana Bendungan Pasuruhan serta kajian yang bertujuan untuk mempelajari perilaku hidrolika (*performance hydraulic*) pada bangunan pelimpah tipe pelimpah samping (*side channel spillway*), pola aliran pada saluran transisi dan peluncur, dan kerja bangunan peredam energi, serta kondisi aliran dan gerusan yang terjadi pada bagian hilir bangunan peredam energi, dan memberikan hasil kajian secara teknis terhadap keamanan tubuh bendungan pada beberapa kondisi yang disyaratkan.

1.2 Identifikasi Masalah

Sebelum menerapkan desain bangunan bendungan pada lapangan, perlunya uji pemodelan untuk mengetahui bagaimana perilaku hidraulik yang terjadi di lapangan dan dampak yang terjadi pada sungai setelah dibangun bendungan tersebut. Pemodelan ini dimaksudkan untuk mengetahui gambaran yang lebih rinci tentang bagaimana perilaku yang

terjadi pada perhitungan mulai dari perhitungan pada pelimpah (*Spillway*), saluran samping (*side channel spillway*), saluran transisi, saluran peluncur, dan peredam energi (*stilling basin*). Hasil dari uji model ini berguna untuk menyempurnakan hasil perhitungan desain pada bangunan tersebut, penyempurnaan hasil perhitungan dilakukan dengan membandingkan hasil uji model dengan hasil perhitungan. Bangunan yang diujikan pada model ini yaitu kondisi aliran pada ambang pelimpah langsung, saluran transisi, saluran peluncur, peredam energi, dan hilir sungai.

Pada pengujian model bendungan pasuruhan, skala yang digunakan yaitu 1:60. Skala ini digunakan karena memiliki ketelitian (tingkat kesalahan) minimal memenuhi persyaratan, dan fasilitas model mampu untuk besaran skala model tersebut. Pada awal pengujian model (seri *original design*), kejadian yang diamati yaitu terjadinya aliran silang (*cross flow*), kavitasi, aliran getar, dan gerusan lokal (*local scouring*), hasil pengamatan awal seri *original design* untuk mengetahui bagaimana kekurangan pada bangunan dan selanjutnya akan direncanakan alternatif desain untuk memenuhi kriteria desain hidraulika yang baik dan sesuai.



Gambar 1.1 Peta DTA Waduk Pasuruhan
Sumber: Detail Desain Konsultan Bendungan Pasuruhan

1.3 Batasan Masalah

Pada kajian model fisik, untuk tetap berada pada pokok pembahasan maka diperlukan batasan masalah. Berikut merupakan batasan-batasan masalah pada kajian model:

1. Model yang dibahas yaitu model fisik Bendungan Pasuruhan yang terletak pada Laboratorium Sungai dan Rawa jurusan Teknik Pengairan Fakultas Teknik Universitas Brawijaya. Skala model yang digunakan yaitu *undistorted* (model dengan skala horizontal dan vertikal sama), dengan besar skala model 1:60.
2. Model yang digunakan yaitu model fisik pelimpah samping Bendungan Pasuruhan (*final design*).
3. Kajian hidraulika model menggunakan debit rancangan Q_{100th} , Q_{1000th} , dan Q_{PMF} .
4. Data debit rancangan Q_{2th} , Q_{5th} , Q_{25th} , Q_{50th} , Q_{100th} , Q_{1000th} , dan Q_{PMF} pada model merupakan data sekunder.
5. Data yang digunakan merupakan data primer hasil pengukuran pada Laboratorium Sungai dan Rawa jurusan Teknik Pengairan Fakultas Teknik Universitas Brawijaya.
6. Fasilitas yang digunakan untuk pengujian model dan pengambilan data pada Laboratorium Sungai dan Rawa jurusan Teknik Pengairan Fakultas Teknik Universitas Brawijaya yaitu sebagai berikut :
 - Sipat datar (*Waterpass*) dan bak ukur, untuk mengukur tinggi muka air
 - Tabung pitot, digunakan untuk mengukur kecepatan air pada model
 - *Piezometer*, untuk mengukur tekanan
 - Pompa, untuk mengalirkan air pada model
 - Alat ukur debit (ambang tipis), untuk mengatur debit sesuai dengan debit rancangan
7. Pada kajian ini tidak membahas stabilitas lereng bendung, tidak membahas pembeconan dan penulangan, biaya konstruksi, dan hidrologi.

1.4 Rumusan Masalah

Berdasarkan batasan-batasan masalah tersebut diatas, maka permasalahan dalam kajian ini dapat dirumuskan sebagai berikut:

1. Bagaimana kondisi hidraulika dengan pendekatan uji model fisik dan perhitungan pada seri *final design*.
2. Bagaimana perbedaan profil muka air pendekatan perhitungan dan uji model fisik pada model seri *final design*.
3. Bagaimana gerusan (*local scouring*) yang terjadi pada hilir sungai setelah bangunan dengan pendekatan model.

1.5 Tujuan dan Manfaat

Tujuan dan maksud dari uji model fisik hidrolika ini adalah mempelajari perilaku hidrolika (performance hydraulic) pada bangunan pelimpah tipe pelimpah samping (side channel spillway) serta kondisi aliran dan gerusan yang terjadi pada bagian hilir bangunan peredam energi. Bangunan yang dimodelkan terdiri atas 7 (tujuh) bagian bangunan, yaitu pelimpah, saluran samping, saluran transisi, saluran peluncur, bangunan peredam energi, saluran pengarah hilir dan sungai di bagian hilir.

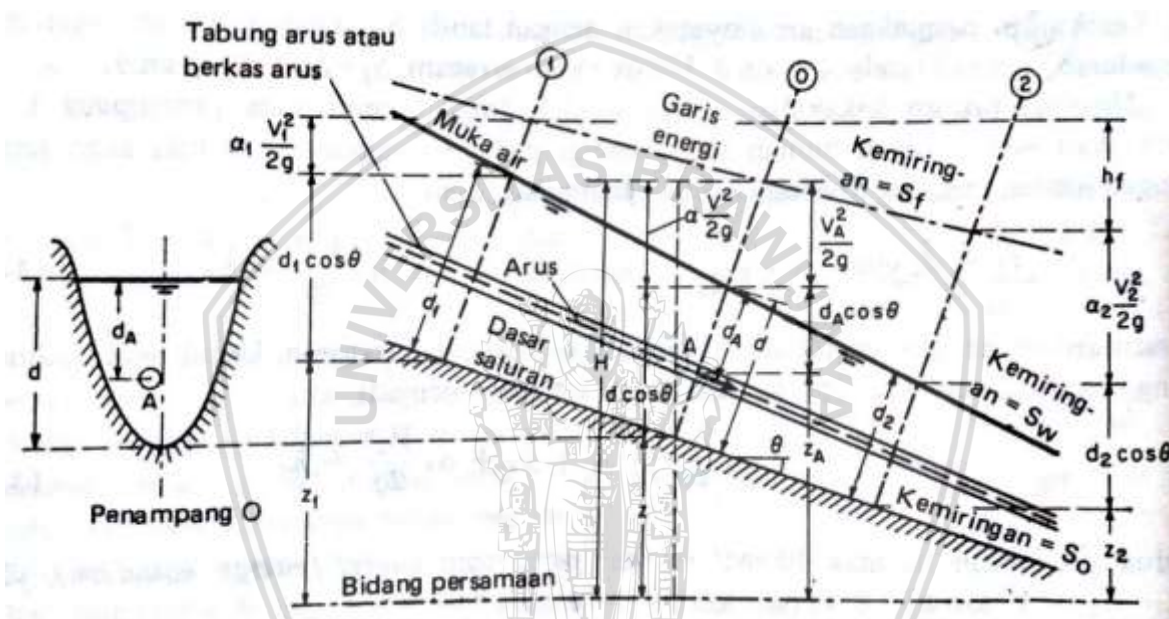
Manfaat uji model fisik hidrolika ini adalah memberikan saran penyempurnaan dari aspek hidrolika pada desain bangunan pelimpah bendungan tersebut di atas bila dari hasil percobaan diketahui bahwa desain yang ada kurang memuaskan.



BAB II LANDASAN TEORI

2.1. Tinjauan Umum

Dalam ilmu hidrolika dasar, diketahui bahwa jumlah energi dalam meter-Kg per Kg air dari setiap aliran yang melalui suatu penampang saluran dapat dinyatakan sebagai jumlah tinggi air dalam meter, yang setara dengan jumlah dari ketinggian di atas suatu bidang persamaan, tinggi tekanan dan tinggi kecepatan.



Gambar 2.1 Energi dalam aliran saluran-terbuka berubah beraturan
Sumber: Chow (1992, p.35)

Umumnya, setiap arus yang melalui suatu penampang saluran akan mempunyai tinggi kecepatan yang berbeda-beda berdasarkan distribusi kecepatan yang tidak seragam dalam aliran yang terjadi sesungguhnya. Hanya dalam suatu aliran ideal sejajar dan distribusi kecepatannya seragam, tinggi kecepatan dapat benar-benar sama untuk setiap titik pada penampang melintangnya. Namun untuk aliran berubah-ubah beraturan (*gradually varied flow*), untuk keperluan praktis dianggap bahwa tinggi kecepatan setiap titik pada penampang saluran adalah sama, dan untuk mengoreksi semua pengaruh yang diakibatkan oleh distribusi kecepatan yang tidak seragam dipakai suatu koefisien energi, maka persamaan jumlah energi pada penampang saluran adalah sebagai berikut;

$$H = z + d \cos \theta + \alpha \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots (2-1)$$

Keterangan

z = Tinggi di titik yang ditinjau (m)

d = Kedalaman air (m)

θ = Sudut kemiringan dasar saluran

V = Kecepatan aliran (m/dt)

α = Koefisien Energi

g = Percepatan gravitasi (m^2/dt^2) = $9,81 \text{ m}^2/\text{dt}^2$

Untuk saluran yang kemiringan kecil, kemiringan dasar dianggap datar ($\theta = 0$), maka jumlah energi pada penampang saluran adalah sebagai berikut;

$$H = z + d + \alpha \frac{V^2}{2g} \dots \dots \dots (2-2)$$

2.1.1. Energi Spesifik

Energi spesifik dalam suatu penampang saluran dinyatakan sebagai setiap kg pada setiap penampang saluran, diperhitungkan terhadap dasar saluran. Menurut prinsip kekekalan energi, jumlah tinggi energi pada penampang 1 di hulu akan sama dengan jumlah tinggi energi pada penampang 2 di hilir akan sama dengan jumlah tinggi h_f di antara kedua penampang (gambar 2.1), berikut persamaan dari kekekalan energi;

$$z_1 + d_1 \cos \theta + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + d_2 \cos \theta + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + h_f \dots \dots \dots (2-3)$$

Keterangan :

z = Tinggi di titik yang ditinjau (m)

d = Kedalaman air (m)

θ = Sudut kemiringan dasar saluran

V = Kecepatan aliran (m/dt)

α = Koefisien Energi

g = Percepatan gravitasi (m^2/dt^2) = $9,81 \text{ m}^2/\text{dt}^2$

h_f = Kehilangan tinggi tekan (*head loss*) antara kedua titik

Persamaan (2-3) selanjutnya untuk saluran dengan kemiringan kecil ($\theta = 0$), koefisien kehilangan energi (α) pada setiap penampang dianggap sama dengan 1, sehingga menjadi persamaan energi sebagai berikut;

$$z_1 + y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + y_2 + \frac{V_2^2}{2g} + h_f = \text{konstan} \dots \dots \dots (2-4)$$

Sebab itu, menurut persamaan (2-1) untuk $z = 0$, dan $\alpha = 1$ energi spesifik menjadi sebagai berikut;

$$E = d \cos \theta + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots (2-5)$$

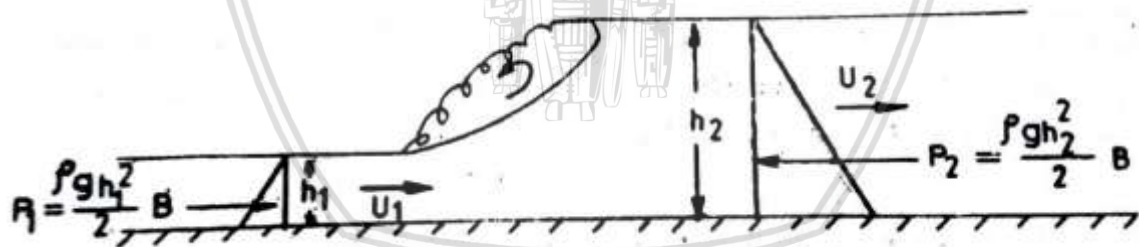
2.1.2. Momentum pada Aliran Saluran Terbuka

Menurut hukum Newton yang kedua mengenai gerakan, momentum per satuan waktu dalam air yang mengalir dalam satuan yang sama adalah sama dengan resultan semua gaya-gaya luar yang bekerja dalam air tersebut. Penerapan dalil ini pada saluran dengan kemiringan besar (gambar 2.2), maka rumusan perubahan momentum persatuan waktu sosok air di antara penampang 1 dan 2 sebagai berikut;

$$\frac{Q\omega}{g} (\beta_2 V_2 - \beta_1 V_1) = P_1 - P_2 + W \sin \theta - F_f \dots\dots\dots (2-6)$$

Keterangan :

- Q = Debit (m^3/dt)
- ω = Berat satuan air (Kg/m^3)
- V = Kecepatan rata-rata (m/dt)
- B = Koefisien momentum
- P = Resultan tekanan yang bekerja pada penampang yang di tinjau
- W = Berat air di antara kedua penampang
- F_f = Jumlah gaya luar dari gesekan dan tahanan yang bekerja di sepanjang bidang kontak antara air dan saluran

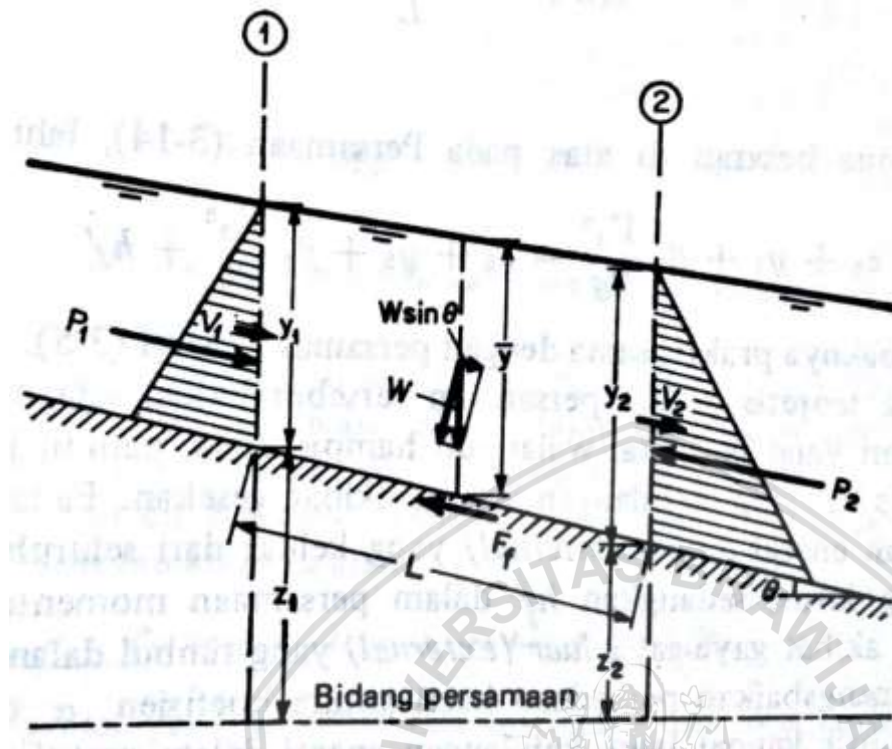


Gambar 2.2 Persamaan momentum pada loncatan hidraulis

Sumber: Raju (1986, p.12)

Persamaan momentum mencapai kegunaanya yang paling besar apabila hilangnya energi tidak dapat diperhitungkan dan, karena alasan itu, persamaan energi tidak dapat digunakan. Untuk menjelaskan kegunaan persamaan momentum, dapat dijelaskan pada suatu aliran superkritis berubah menjadi subkritis. Keadaan yang demikian sering dijumpai di bawah pelimpah dan pintu sadap; tinggi tekan yang besar pada bagian hulu pintu atau pelimpah menghasilkan kecepatan yang besar tepat di bawah bangunan itu, sedangkan aliran pada bagian hilir, selanjutnya akan menjadi subkritis karena kemiringan yang landai biasanya terdapat pada sungai dan saluran. Perubahan dari aliran superkritis ke aliran

subkritis terjadi loncatan hidraulik (*hydraulic jump*). Ada turbulensi yang berlebihan dan kehilangan energi yang besar dalam loncatan hidraulik.



Gambar 2.3 Prinsip energi dan momentum pada saluran terbuka
Sumber: Chow (1992, p.45)

2.1.3. Loncatan Hidrolik

Apabila tipe aliran di saluran berubah dari aliran superkritis menjadi subkritis, maka akan terjadi loncatan hidrolik, loncatan air merupakan perubahan aliran secara cepat (*rapidly varied flow*) (Triatmojo, 2005:p.140). Loncatan hidrolik pertama kali diselidiki oleh Bidone, sarjana italia, tahun 1818. Pada mulanya teori mengenai loncatan hidrolik dikembangkan untuk saluran-saluran horizontal atau kemiringan kecil, sehingga pengaruh berat air terhadap perilaku loncatan hidrolik dapat diabaikan, akan tetapi hasil yang diperoleh, dapat diterapkan pada sebagian besar saluran-saluran yang ada dalam masalah perikanan. Untuk saluran yang kemiringannya besar, pengaruh berat air pada loncatan cukup besar, sehingga harus dimasukkan dalam perhitungan (Chow, 1992:p.356). Menurut Chow, pemakaian praktis dari loncatan hidrolik, antara lain:

1. Sebagai peredam energi pada bendungan, saluran dan struktur hidrolik yang lain, dan untuk mencegah pengikisan struktur di bagian hilir.
2. Untuk menaikkan kembali tinggi energi atau permukaan air pada daerah hilir struktur pengukur, dan juga menjaga agar permukaan air saluran irigasi atau saluran distribusi yang lain tetap tinggi.

3. Untuk memperbesar tekanan pada lapis lindung, sehingga memperkecil tekanan angkat pada struktur tembok, dengan memperbesar kedalaman air pada lapis lindung.
4. Untuk memperbesar debit dengan mempertahankan air bawah balik, karena tinggi energi efektif akan berkurang bila air bawah dapat menghilangkan loncatan hidrolik.
5. Untuk menunjukkan kondisi-kondisi aliran tertentu, misal adanya aliran superkritis atau adanya penampang kontrol, sehingga letak pos pengukuran dapat ditentukan.
6. Untuk mencampur bahan-bahan kimia yang digunakan untuk pemuri air.
7. Untuk mengaerasi air yang hasilnya digunakan untuk air minum kota
8. Untuk menghilangkan kantong-kantong udara dari jaringan pensuplai air, sehingga akan mencegah terjadinya penguncian udara.

Untuk aliran superkritis pada saluran persegi panjang mendatar, energi aliran akan diredam oleh hambatan gesek saluran, sehingga menyebabkan terjadinya pengurangan kecepatan dan penambahan ketinggian pada arah aliran. Suatu loncatan hidrolik akan terbentuk pada saluran, jika bilangan Froude aliran F_1 , kedalaman aliran y_1 , dan kedalaman hilir y_2 , memenuhi persamaan berikut:

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1) \dots\dots\dots (2-7)$$

Keterangan :

- y_1 = Tinggi air sebelum loncatan hidrolik
 y_2 = Tinggi air setelah loncatan hidrolik
 F_1 = Bilangan Froude sebelum terjadi loncatan

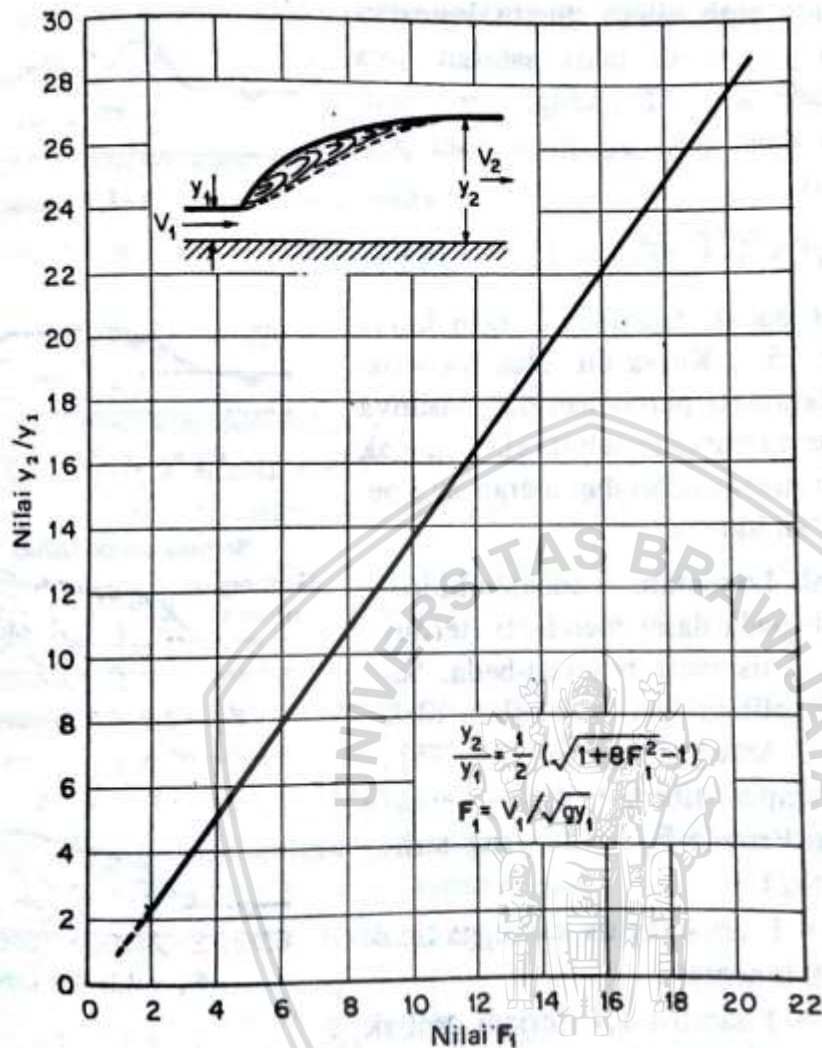
Persamaan ini dapat digambarkan dengan kurva pada gambar 2.4. Kurva ini telah dicocokkan dengan data-data percobaan dan hasilnya memuaskan, serta kurva tersebut telah banyak berguna dalam menganalisa dan merancang penempatan loncatan hidrolik.

Loncatan hidrolik yang terjadi pada dasar mendatar, terdiri dari beberapa jenis yang berbeda-beda. Sesuai dengan penelitian yang dilakukan oleh Biro Reklamasi Amerika Serikat, jenis tersebut dibedakan berdasarkan bilangan Froude F_1 aliran yang terlihat pada gambar 2.5.

Berikut pembagian jenis loncatan berdasarkan bilangan Froude:

- Untuk $F_1 = 1$, aliran kritis, sehingga tidak dapat terbentuk loncatan.
- Untuk $F_1 = 1$ sampai 1,7, terjadi ombak pada permukaan air, dan loncatan yang terjadi dinamakan “loncatan berombak”.
- Untuk $F_1 = 1,7$ sampai dengan 2,5, terbentuk rangkaian gulungan ombak pada permukaan loncatan, tetapi permukaan air di hilir tetap halus. Secara keseluruhan

kecepatannya seragam, dan kehilangan energinya kecil, loncatan ini dinamakan “loncatan lemah”.



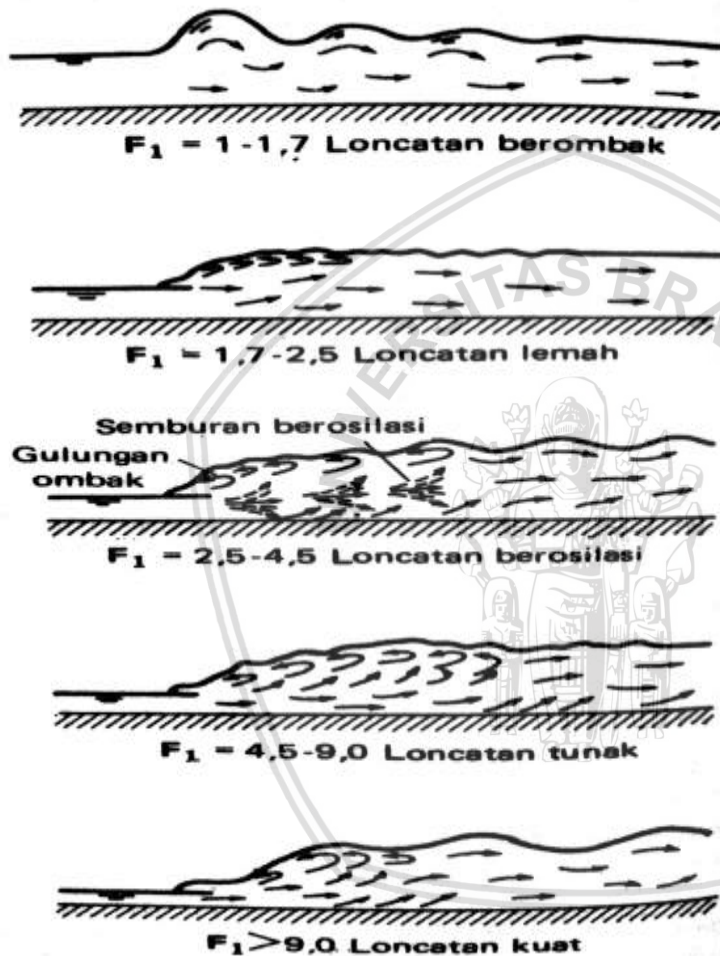
Gambar 2.4 Hubungan antara F_1 dan y_2/y_1 untuk loncatan hidrolik pada saluran persegi panjang

Sumber: Chow (1992, p.357)

- Untuk $F_1 = 2,5$ sampai $4,5$, terdapat semburan berosilasi menyertai dasar loncatan bergerak ke permukaan dan kembali lagi tanpa periode tertentu. Setiap osilasi menghasilkan gelombang tak teratur yang besar, seringkali menjalar beberapa mil jauhnya, dan menyebabkan kerusakan tak terbatas pada tanggul-tanggul dari tanah dan batu lapis lindung. Loncatan ini dinamakan “loncatan berosilasi”.
- Untuk $F_1 = 4,5$ sampai 9 , ujung-ujung permukaan hilir akan bergulung dan titik dimana kecepatan semburannya tinggi cenderung memisahkan diri dari aliran. Pada umumnya kedua hal ini terjadi pada permukaan vertikal yang sama. Gerakan dan letak loncatan yang terjadi, tidak begitu dipengaruhi oleh kedalaman air di bawah. Loncatan

hidroliknya sangat seimbang dan karakteristiknya adalah yang terbaik. Peredaman energinya selang 45 sampai 70%. Loncatan ini dinamakan “loncatan tunak”.

- Untuk $F_1 = 9$ dan lebih besar, kecepatan semburan yang tinggi akan memisahkan hempasan gelombang gulung dari permukaan loncatan, menimbulkan gelombang-gelombang hilir, jika permukaannya kasar akan mempengaruhi gelombang yang terjadi. Gerakan loncatan jarang terjadi, tetapi efektif karena peredaman energinya dapat mencapai 85%. Loncatan ini dinamakan “loncatan kuat”.



Gambar 2.5 Jenis loncatan berdasarkan bilangan Froude
Sumber : Chow (1992, p.358)

Menurut Chow (1992, p.358), sifat-sifat dasar dari loncatan hidraulik dibagi menjadi tiga, yaitu Kehilangan energi, Efisiensi, dan Tinggi loncatan. Kehilangan energi adalah sama dengan perbedaan energi spesifik sebelum dan sesudah terjadinya loncatan. Besarnya kehilangan energi adalah sebagai berikut:

$$\Delta E = E_1 - E_2 = \frac{(y_2 - y_1)^2}{4y_1 y_2} \dots\dots\dots (2-8)$$

Keterangan :

E_1 = Energi spesifik sebelum loncatan hidrolis

E_2 = Energi spesifik setelah loncatan hidrolik

y_1 = Tinggi air sebelum loncatan hidrolik

y_2 = Tinggi air setelah loncatan hidrolik

Efisiensi pada loncatan hidrolik adalah rasio antara energi spesifik setelah loncatan dengan sebelum loncatan. Besar efisiensi loncatan dirumuskan dengan persamaan berikut :

$$\frac{E_2}{E_1} = \frac{(8F_1^2 + 1)^{3/2} - 4F_1^2 + 1}{8F_1^2(2 + F_1^2)} \dots\dots\dots(2-9)$$

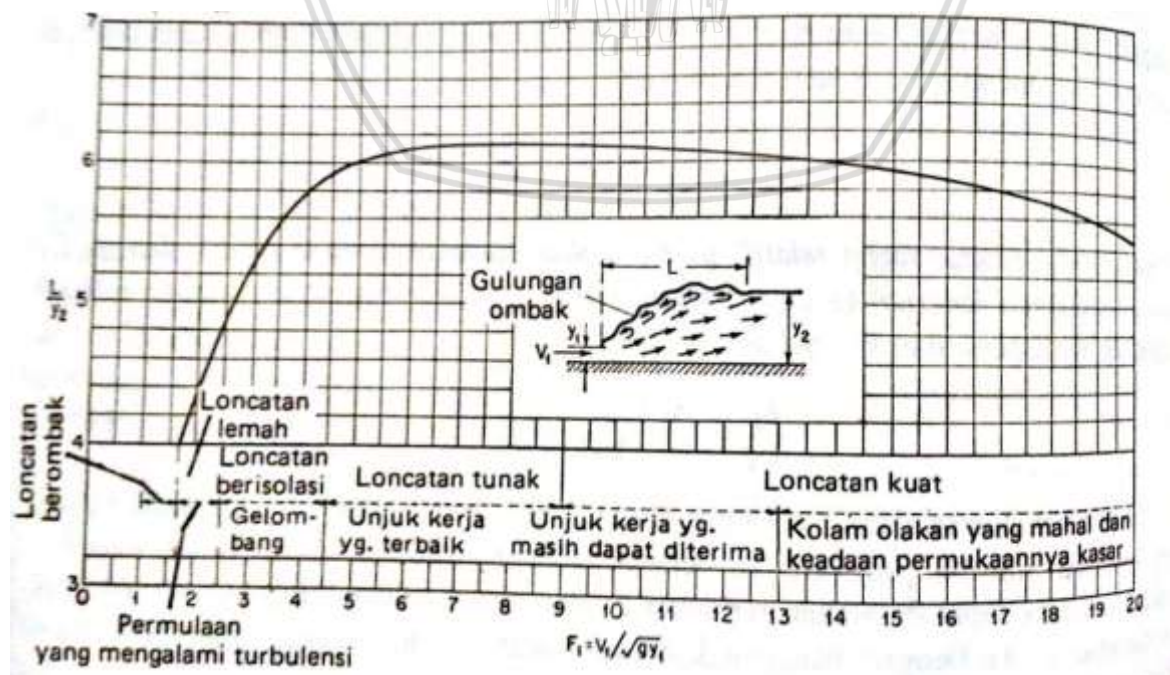
Persamaan ini menunjukkan bahwa efisiensi loncatan merupakan fungsi tak berdimensi, dan hanya tergantung pada bilangan Froude aliran setelah loncatan. Kehilangan relatif sama dengan $1 - E_2/E_1$; besaran ini juga merupakan fungsi tak berdimensi dari F_1 .

Tinggi loncatan merupakan perbedaan kedalaman sesudah dan sebelum loncatan, atau $h_j = y_2 - y_1$.

2.1.3.1. Panjang Loncatan

Panjang loncatan dapat didefinisikan sebagai jarak antara permukaan depan loncatan hidrolik sampai suatu titik pada permukaan gulungan ombak yang segera menuju hilir. Panjang loncatan sukar ditentukan secara teoritis, tetapi telah diselidiki oleh dengan cara percobaan oleh beberapa ahli hidrolika.

Untuk menentukan panjang loncatan hidrolik dapat menggunakan kurva pada gambar 2.6, dimana kurva tersebut diperoleh dari hasil percobaan yang dilakukan oleh Bajhmetef dan Metzke. Kurva tersebut digunakan untuk saluran persegi.



Gambar 2.6 Kurva panjang loncatan

Sumber: Chow (1992, p.360)

2.2. Konstruksi Pelimpah

Bangunan pelimpah adalah bangunan pelengkap dari suatu bendungan berguna untuk mengalirkan kelebihan air waduk agar bendungan tetap aman saat terjadi banjir. Pelimpah dibuat untuk menghindarkan ketinggian air maksimum yang direncanakan (Aniek Masrevaniah, 2012, p.1). Oleh karena itu kapasitas bangunan pelimpah harus mampu melawatkan banjir desain. Suatu pelimpah terdiri dari bagian pengarah/pemasukan/pengatur, peluncur dan pemecah energi. Kapasitas pada bagian pengarah/pengatur dan bagian peluncur harus mampu menampung debit banjir maksimum yang direncanakan sedemikian sehingga muka air waduk tetap terkendali di bawah rencana muka air banjir maksimum. Pada bendungan tipe urugan (*fill type dam*), pelimpah ini mutlak harus cukup kapasitasnya agar tidak/jangan sampai terjadi limpahan di atas puncak bendungan (*overtopping*), karena apabila terjadi *overtopping* akan dapat menimbulkan hancurnya bendungan.

Konstruksi pelimpah dibuat dari beton untuk bendungan yang tinggi atau pasangan batu kali untuk bendungan rendah. Konstruksi tersebut hendaknya dirancang sedemikian rupa sehingga volume konstruksinya sekecil mungkin, dan memenuhi kondisi hidrolis yang baik dan kapasitasnya cukup. Pelimpah dibangun di atas pondasi yang kukuh, karena selain memikul beban yang berat, pondasi pelimpah harus mampu menahan gaya hidrodinamis dari aliran air yang melalui seluruh bagian pelimpah. Untuk bendungan urugan, pelimpah tidak boleh diletakkan di atas timbunan. Secara garis besar pelimpah terdiri dari tiga komponen :

1. *Entrance*, Konstruksi ini berhubungan langsung dengan waduk dan merupakan bangunan pengarah aliran dan merupakan ambang pelimpah untuk pengatur debit.
2. *Conduit*, saluran yang membawa air keluar waduk menuju sungai di bagian hilir. Saluran ini merupakan saluran yang kemiringan dasarnya tajam agar terjadi aliran superkritis dan biasa disebut saluran peluncur.
3. *Outlet*, terdiri dari peredam energi untuk meredam energi air yang keluar dari saluran peluncur yang berkecepatan tinggi, suatu pemecah energi dibangun guna melindungi dasar, tebing dan fasilitas lainnya. Dan ditambah dengan saluran pengatur muka air (*Escape Channel*) di hilir bangunan peredam energi.

Pada bendungan tipe urugan, pelimpah seringkali diletakkan di luar tubuh bendungan karena biasanya pondasi bendungan urugan kurang baik, selain itu sambungan antara beton dan urugan tidak dapat bersatu dengan baik sehingga sering terjadi kebocoran, atau bahkan mungkin terjadi kelongsoran karena tekanan hidrostatik yang tinggi. Pelimpah diletakkan di sisi kiri atau kanan bendungan atau bahkan mungkin di luar as bendungan.

Tabel 2.1

Klasifikasi Ukuran Kategori Bendungan (*Guidelines of the US Army Corps of Engineers*)

Kategori Bendungan	Kapasitas Tampungan Waduk (juta m ³)	Tinggi Bendungan (m)
Kecil	0,62 s/d 1,23	7,60 s/d 12,20
Sedang	1,23 s/d 61,50	12,20 s/d 30,20
Besar	≥61,50	≥ 30,50

Sumber: Aniek Masrevaniah (2012, p.4)

Tabel 2.2

Kriteria Pemilihan Kala ulang Banjir Rancangan

No	Jenis Bangunan Air	Kala Ulang Banjir T (tahun)
1	Bendungan urugan tanah/batu (<i>earth/rockfill dam</i>)	1000
2	Bendungan Beton/Batu kali (<i>concrete dam/ masonry</i>)	1000-500
3	Bendung (<i>weir</i>)	50-100
4	Saluran Pengelak banjir (<i>Flood Diversion Canal</i>)	20-50
5	Tanggul Sungai	10-20
6	Drainasi saluran di sawah/ pemukiman	5-10

Sumber: Aniek Masrevaniah (2012, p.4)

Tabel 2.3

Kriteria Pemilihan Kala Ulang Banjir Rancangan untuk Perencanaan Komponen Bendungan

No	Komponen Bangunan	Kala Ulang Banjir T (tahun)
1	Pelimpah (<i>spillway</i>)	1000
2	Kontrol Kapasitas pelimpah (tidak boleh melimpas di atas mercu bendungan/ <i>overtopping</i>)	PMF atau ½ PMF
3	Perdam energi (<i>stilling basin</i>)	100
4	Kapasitas Saluran Pelepasan (<i>Outlet Channel</i>)	50

Sumber: Aniek Masrevaniah (2012, p.4)

Kriteria dasar desain penampang bendungan adalah untuk mendapatkan koefisien debit yang besar dan menghindari tekanan negatif sewaktu aliran melimpas bebas pada permukaan mercu. Dalam merencanakan bentuk pelimpah, U.S.B.R, *the U.S. Army Corps of Engineers* telah melakukan penelitian mengenai bentuk lengkung mercu yang dinyatakan dengan persamaan berikut :

$$X^n = K x H_d^{n-1} Y \dots\dots\dots (2-10)$$

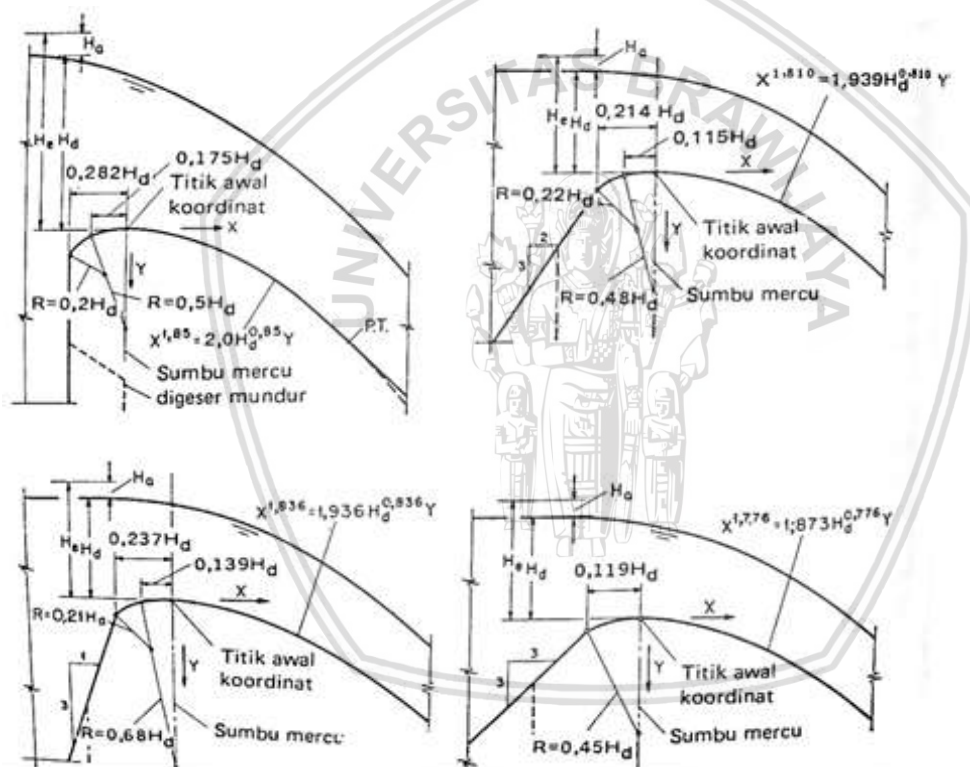
Dengan X dan Y adalah koordinat koordinat profil mercu dengan titik awal pada titik tertinggi dari mercu (pada gambar 2.7), H_d adalah tinggi tekan rancangan tanpa tinggi kecepatan dari aliran yang masuk, K dan n adalah parameter-parameter yang tergantung pada kemiringan pelimpah bagian hulu. Nilai-nilai K dan n ditetapkan pada tabel 2.4.

Tabel 2.4

Profil Mercu

Kemiringan Permukaan Hulu	K	N
Tegak Lurus	2.000	1.850
3 : 1	1.939	1.836
3 : 2	1.939	1.810
3 : 3	1.873	1.776

Sumber: Chow (1992, p.330)



Gambar 2.7 Bentuk-bentuk pelimpah mercu Ogee menurut (U.S. Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station)

Sumber : Chow (1992, p.330)

Untuk kemiringan di antara nilai-nilai tersebut, perkiraan nilai K dan n dapat dilakukan dengan menggambarkan nilai-nilai tersebut terhadap kemiringan, lalu interpolasikan nilai yang ingin dicari berdasarkan hasil penggambaran tersebut.

2.2.1. Debit Pelimpah

Perhitungan hidrolis untuk mercu bendung ditentukan dengan mempertimbangkan apakah bendung pada pelimpah termasuk bendung tinggi atau bendung rendah, tergantung

kondisi hidrolisnya. Klasifikasi bendung dikatakan rendah apabila kondisi aliran hidrolis pada mercu mudah dipengaruhi oleh aliran di hulu dan di hilirnya (aliran tidak sempurna). Demikian sebaliknya, apabila pada aliran pengarah ($H/P < 0.75$) dan aliran di bagian hilir mercu super kritis, maka bendung itu diklasifikasikan sebagai bendung tinggi (aliran sempurna). Bentuk umum dari rumus debit sebagai berikut :

$$Q = C L H^{3/2} \dots\dots\dots(2-11)$$

Dimana :

Q = Debit pelimpah (m^3/dt)

C = Koefisien debit

L = Panjang efektif dari mercu (m)

H = Beda elevasi muka air waduk dan elevasi mercu (m)

2.2.1.1. Koefisien Debit Pelimpah

Secara teori debit yang melewati ambang pelimpah akan berkurang akibat gesekan koefisien reduksi debit tersebut disebut C . Menurut Aniek Masrevaniah (2012) koefisien debit (C) pada ambang Ogee biasanya berkisar antara 1,6 sampai dengan 2,21. Sedangkan menurut Suyono Sosrodarsono (1977), koefisien limpahan pada bendung biasanya berkisar 2,0 sampai dengan 2,1. Beberapa faktor yang mempengaruhi besarnya koefisien debit (C) adalah sebagai berikut :

1. Profil asli pada puncak ambang.
2. Kemiringan bagian hilir setelah melengkung.
3. Pengaruh kedalaman bagian hulu.
4. Pengaruh tinggi tekan dibanding dengan tinggi tekan rencana
5. Pengaruh kemiringan hulu ambang.
6. Kondisi aliran dibelakang ambang.

Koefisien debit dapat juga ditentukan berdasarkan rumus empiris *Iwasaki*. Rumus ini hanya berlaku untuk tipe standard dan dinding hulu tegak, karena tidak dicantumkan pengaruh dinding kemiringan hulu (Aniek Masrevaniah, 2012, p.15). Besarnya koefisien debit limpahan (C) dari tipe standar suatu bendung dapat diperoleh dengan rumus Iwasaki sebagai berikut:

$$C_d = 2,20 - 0,0416 (H_d/P)^{0,990} \dots\dots\dots(2-12)$$

$$C = 1,60 \frac{1+2a\left(\frac{h}{H_d}\right)}{1+a\left(\frac{h}{H_d}\right)} \dots\dots\dots(2-13)$$

Keterangan :

C = koefisien debit limpahan untuk semua tinggi tekan

C_d = koefisien debit limpahan pada saat $h = H_d$

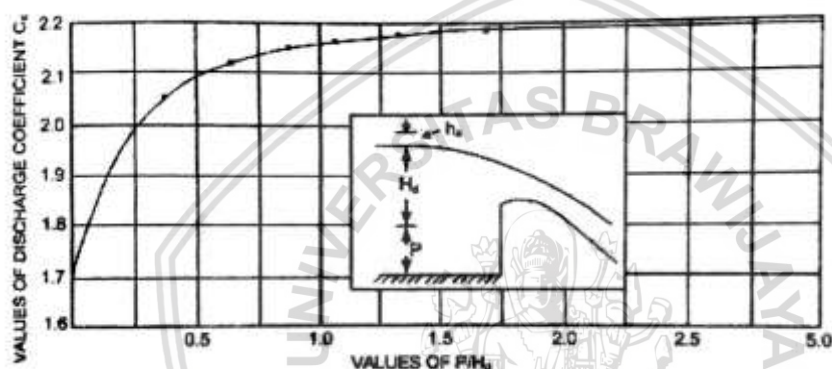
h = tinggi air di atas mercu pelimpah (m)

H_d = tinggi tekan rencana di atas mercu ambang (m)

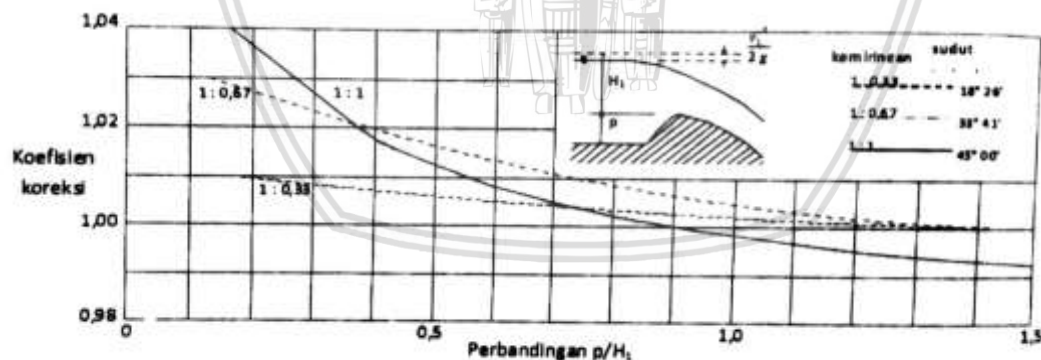
P = tinggi bendung (m)

a = konstanta (diperoleh pada saat $h = H_d$, yang berarti $C = C_d$)

Pengaruh-pengaruh kedalaman air di dalam saluran pengarah aliran dan kemiringan lereng hulu bendung terhadap angka C pada berbagai bangunan pelimpah dapat dilihat pada Gambar 2.8 sampai Gambar 2.10.

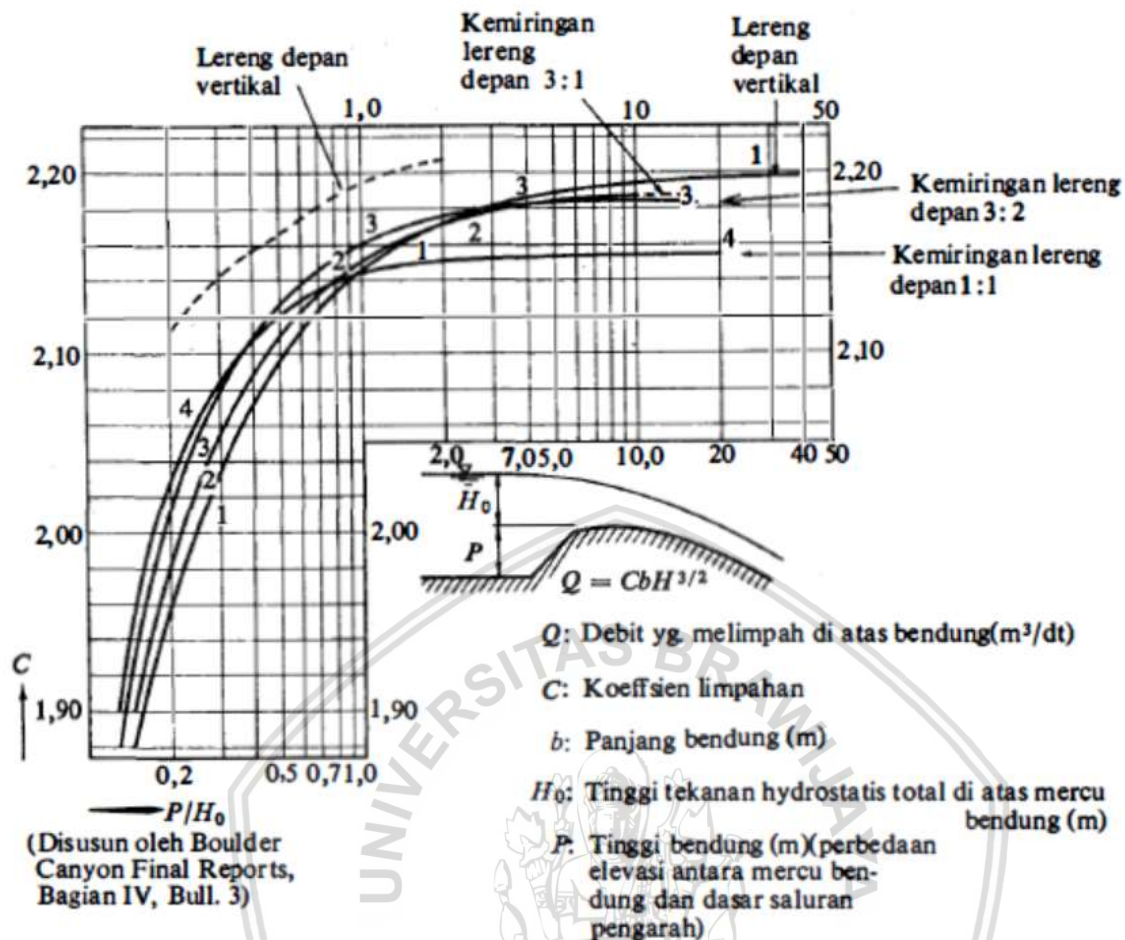


Gambar 2.8 Koefisien limpahan dipengaruhi oleh faktor P/H_d untuk hulu tegak
Sumber: Aniek Masrevaniah (2012, p.13)



Gambar 2.9 Koefisien limpahan dipengaruhi oleh faktor P/H_d dengan kemiringan hulu tidak tegak

Sumber: Aniek Masrevaniah (2012, p.14)



Gambar 2.10 Koefisien limpahan dipengaruhi oleh faktor P/Hd , dengan mempertimbangkan kemiringan lereng depan

Sumber: Sosrodarsono (1989, p.182)

2.2.1.2. Lebar Efektif Pelimpah

Menurut Suyono Sosrodarsono, Pada saat terjadi pelimpahan air melintasi mercu suatu pelimpah, akan terjadi kontraksi aliran yang diakibatkan kedua dinding samping pelimpah maupun oleh pilar-pilar pada pelimpah yang dibangun di atas mercu pelimpah tersebut, sehingga akibat kontraksi tersebut lebar efektif suatu pelimpah akan lebih kecil dari lebar keseluruhan pelimpah yang sebenarnya. Pengurangan kapasitas hidrolis dari pelimpah akibat kontraksi tersebut perlu dipertimbangkan dalam merencanakan . Debit air yang melintasi mercu pelimpah selalu didasarkan pada lebar efektifnya, yaitu dari hasil pengurangan lebar sesungguhnya dengan jumlah seluruh kontraksi yang timbul pada aliran air yang melintasi mercu pelimpah tersebut (Sosrodarsono, 1977, p.183).

Debit air yang melewati mercu ambang didasarkan pada lebar efektifnya. Besarnya $L_{efektif}$ dan L dipengaruhi oleh bentuk pilar bagian hulu, tembok tepid an kedalaman air.

Rumus yang digunakan untuk menghitung lebar efektif pelimpah (dari Civil Engineering Department U.S. Army). adalah sebagai berikut:

$$L = L' - 2(N.Kp + Ka).H \dots\dots\dots (2-14)$$

dengan:

L = lebar efektif pelimpah (m)

L' = lebar pelmpah sebenarnya (m)

N = jumlah pilar diatas mercu

Kp = koefisien kontraksi pilar (sesuai Gambar 2.11)

Ka = koefisien dinding samping (sesuai Gambar 2.12)

H = tinggi tekanan diatas mercu pelimpah (m)

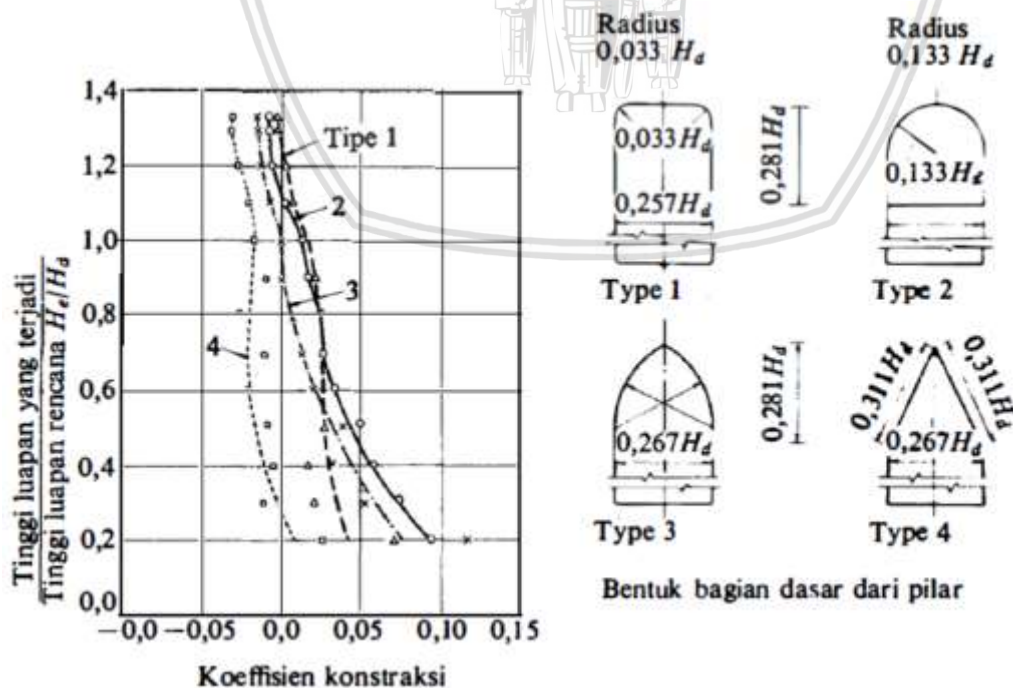
Menurut Aniek Masrevaniah (2012), nilai koefisien kontraksi akibat pilar dan tembok tepi sebagai berikut :

Koefisien kontraksi pilar :

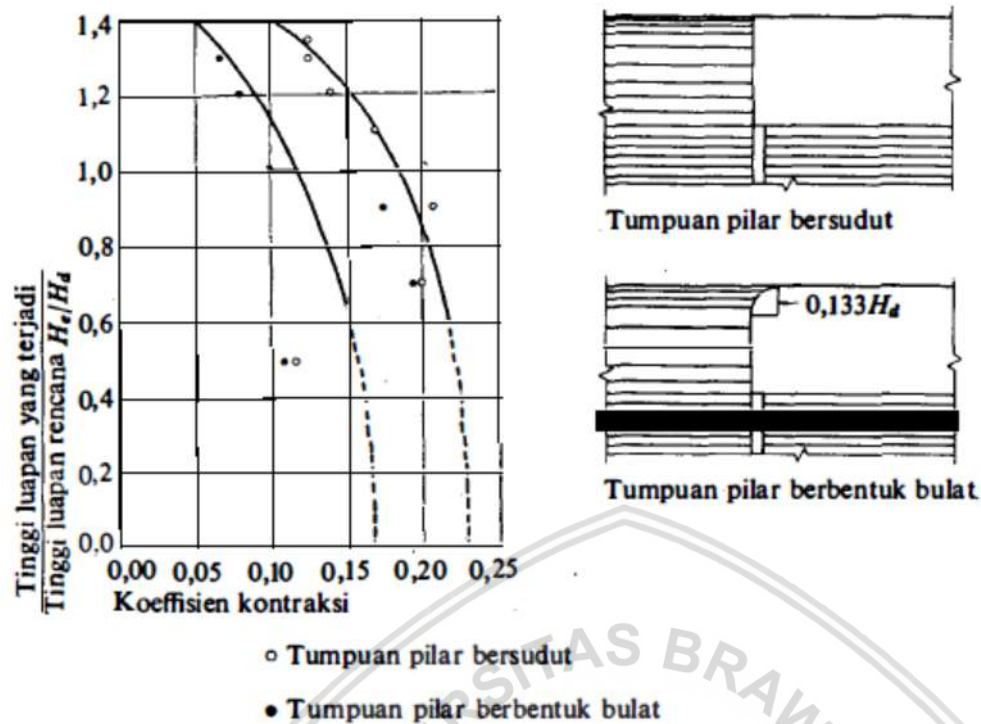
- Pilar dengan bentuk depan persegi : 0,02
- Pilar dengan bentuk depan bulat : 0,01
- Pilar dengan bentuk depan runcing : 0,01

Koefisien kontraksi tembok tepi :

- Tembok tepi bersudut runcing : 0,2
- Tembok tepi bersudut bulat/tumpul : 0,1



Gambar 2.11 Koefisien kontraksi pilar (sesuai bentuk depan masing-masing pilar)
Sumber: Sosrodarsono (1989, p.183)



Gambar 2.12 Koefisien kontraksi pilar (sesuai bentuk tumpuannya)
Sumber: Sosrodarsono (1989, p.184)

2.2.1.3. Tekanan Negatif di atas Ambang

Untuk pelimpah dengan tinggi sedang, tekanan negatif yang diijinkan sekitar -1,5 m. sedangkan untuk pelimpah dengan tinggi tekan besar, U.S.B.R. menetapkan tekanan negatif yang diijinkan -4,8 m. Tekanan negatif perlu diwaspadai karena menyebabkan beberapa hal yang kurang menguntungkan:

- Menimbulkan bahaya kavitasi
- Menambah momen guling
- Menambah gaya akibat beban berguna pada pintu
- Mengurangi kapasitas peralatan yang dikontrol secara otomatis
- Menimbulkan getaran pada seluruh konstruksi
- Menimbulkan getaran pada lapisan selimut yang menyebabkan retaknya bangunan.

2.2.1.4. Langkah-langkah Perencanaan Ambang Pelimpah

1. Tetapkan elevasi puncak
2. Tetapkan tinggi pelimpah (P) = $El_{(puncak\ pelimpah)} - El_{(tanah\ pondasi)}$
3. Tetapkan L , cari H dengan rumus

$$H = \left[\frac{Q}{C.L} \right]^{2/3} \dots\dots\dots(2-15)$$

Atau menetapkan H , cari L

$$L = \frac{Q}{C \cdot H_d^{3/2}} \dots\dots\dots (2-16)$$

4. Asumsi C , misalnya $C=2$ $L_{eff} = L$ bentang
5. Hitung besaran H_d berdasarkan poin "3"
6. Cek harga koefisien debit C berdasarkan grafik yang telah tersedia atau rumus Iwasaki. Pada tahap ini sudah ditetapkan rancangan tipe ambang pelimpah.
7. Hitung $L_{eff} = L - 2(N \cdot K_p + K_a)H_d \dots\dots\dots (2-17)$
 H_d merupakan variable yang masih berubah bukan menggunakan H_d pada poin "5"
8. Hitung kembali harga H_d
9. Hitung penelusuran banjir di waduk melalui pelimpah
10. Dari perhitungan penelusuran banjir didapat H_d baru
11. Cek kembali harga C
12. Ulangi perhitungan penelusuran banjir. Dari sini didapat H_d baru dan debit keluaran yang akan digunakan untuk menghitung konstruksi bagian hilir
13. Penempatan profil pelimpah
14. Penyempurnaan profil pelimpah. Titik B adalah ujung hilir pelimpah. Letak titik ini ditetapkan berdasarkan pertimbangan :
 - Harus terjadi aliran bebas di atas ambang
 - Berdiri pada pondasi yang kukuh
 - Galian tidak terlalu besar
 Agar aliran dari ambang ke saluran di belakangnya bagus, maka dibuat bentuk lengkung dengan jari-jari minimum ≥ 10 kedalaman air (d) pada titik B.

2.2.2. Saluran Pengarah

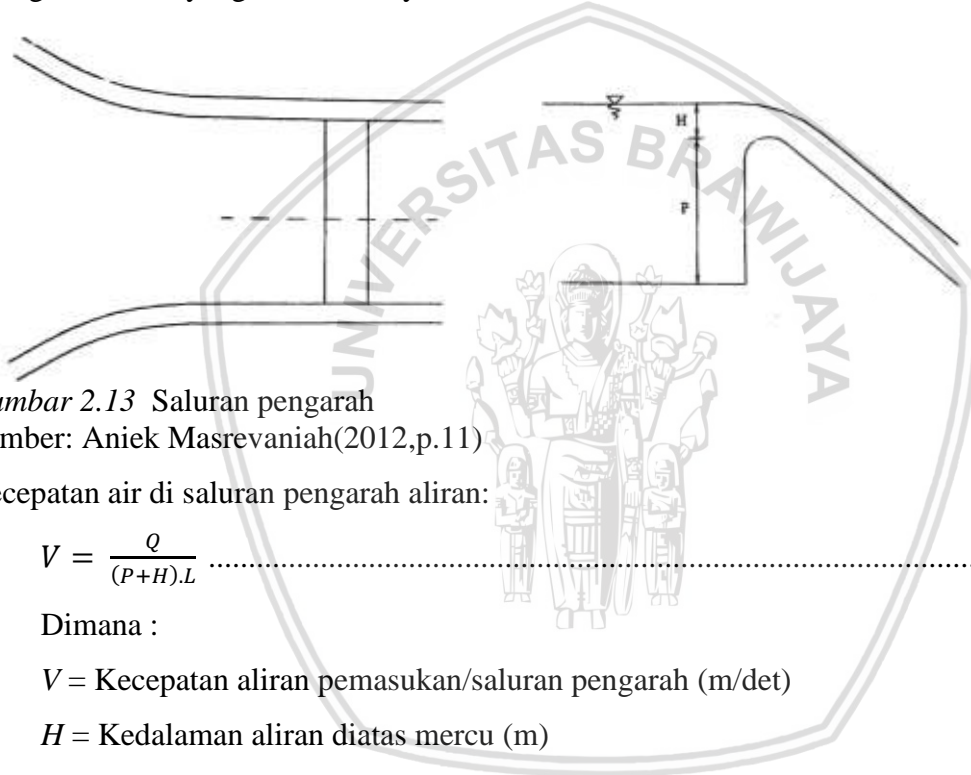
Saluran yang mengarahkan aliran ke mercu pelimpah disebut saluran pengarah. Kegunaan untuk mendapatkan kecepatan aliran yang rendah dan kemudian arah aliran dan kecepatannya berubah secara perlahan tanpa menimbulkan turbulensi pada aliran yang cukup.

Pada bagian ini berfungsi sebagai penuntun atau pengarah aliran agar aliran yang masuk ambang dalam kondisi hidrolis yang baik. Bentuk saluran merupakan teropong yang lebar di bagian hulu dan menyempit di bagian hilir.

Bagunan ini juga merupakan tembok penahan yang memisahkan antara timbunan dan bangunan pelimpah. Mengingat diujung tembok penahan ini mulai terjadi percepatan aliran

maka sebaiknya dibuat bentuk tumpul atau merupakan kurva, dan tidak bersudut 90° , karena hal ini akan menyebabkan adanya pusaran air (*Eddy's Current*).

Kecepatan aliran pada bagian saluran pengarah aliran ini tidak boleh melampaui 4 m/det, karena akan menyebabkan aliran helisoidal sehingga kapasitas aliran pada saluran pengatur akan menurun. Selain dapat menyebabkan aliran helisidal, dapat menyebabkan peningkatan beban hidrodinamis pada bangunan pelimpah tersebut. Untuk menurunkan kecepatan pada saluran pengarah bisa dilakukan dengan menambah tinggi ambang "P". Kedalaman dasar saluran pengarah aliran biasanya diambil lebih besar dari 1/5 kali tinggi-rencana limpasan di atas mercu ambang pelimpah ($P \geq H/5$). Pada saluran pengarah, bilangan *Froude* yang disarankan yaitu 0,4 atau lebih kecil.



Gambar 2.13 Saluran pengarah
Sumber: Aniek Masrevaniah(2012,p.11)

Kecepatan air di saluran pengarah aliran:

$$V = \frac{Q}{(P+H).L} \dots\dots\dots(2-18)$$

Dimana :

V = Kecepatan aliran pemasukan/saluran pengarah (m/det)

H = Kedalaman aliran diatas mercu (m)

P = Tinggi ambang (m)

Q = Debit air rancangan (m^3/det)

L = Lebar saluran (m)

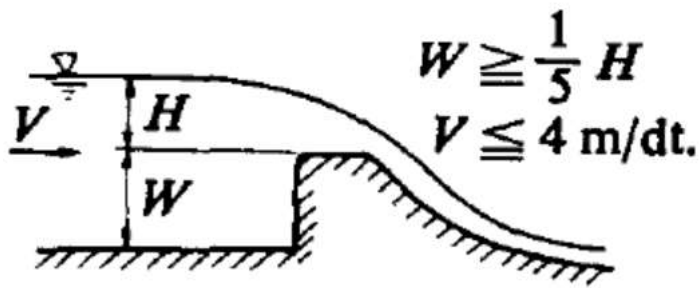
Agar terbentuk aliran yang tenang dengan fluktuasi muka air kecil hendaknya angka froud ditetapkan $\leq 0,4$. Berikut rumus bilangan Froud untuk saluran pengarah:

$$F = \frac{q}{\sqrt{g(H+P)^3}} \dots\dots\dots(2-19)$$

Dimana :

q = Debit Persatuan panjang

g = angka gravitasi



Gambar 2.14 Tinggi air saluran pengarah

Sumber: Panduan Perencanaan Bendungan Vol. 4 (1999, p.12)

2.2.3. Pelimpah Samping

Menurut Suyono Sosrodarsono (1977), bangunan pelimpah samping (*side spillway*) adalah suatu bangunan pelimpah yang saluran peluncurnya berposisi menyamping terhadap saluran pengatur aliran di hulunya. Biasanya saluran pengatur alirannya disebut saluran pengatur aliran type pelimpah samping (*regulating part of sideward over flow type*) dilengkapi dengan suatu bendung pengatur dan kadang-kadang bahkan dipasang pintu-pintu.

Pada Aliran yang melintasi bangunan pelimpah samping terdapat dua bagian tingkatan peredam energi, yaitu yang pertama terletak pada bagian akhir saluran pengatur yang disebut saluran samping (*side ditch*) dan yang kedua adalah peredam energi di bagian akhir dari bangunan pelimpah tersebut.

Persyaratan yang perlu diperhatikan pada bangunan pelimpah tipe ini adalah agar debit banjir yang melintasinya, tidak menyebabkan aliran yang menenggelamkan bendung pada saluran pengatur, karenanya agar saluran samping dibuat cukup rendah terhadap bendung tersebut.

Menurut Soyono Sosrodarsono (1977), untuk dapat memenuhi persyaratan tersebut, maka bangunan pelimpah direncanakan sedemikian rupa, agar pada saat mengalirkan debit banjir abnormal, perbedaan elevasi permukaan air di hulu dan di hilir bendung pengatur tidak kurang dari 2/3 kali tinggi air di atas mercu bendung tersebut. Dan sangatlah ideal kiranya, apabila dapat diusahakan agar pada saat bangunan pelimpah melewati debit banjir-rencana, elevasi permukaan air di hilir bendung pengatur hampir sama dengan elevasi mercu bendung tersebut.

Akan tetapi kondisi-kondisi topografi yang akan dihadapi pada pelaksanaan pembuatannya serta pertimbangan-pertimbangan ekonomis lainnya, mengakibatkan persyaratan-persyaratan tersebut tidak selalu dapat dicapai secara sempurna dan biasanya perbedaan-perbedaan sebesar 10 s/d 15 %, masih dapat di izinkan.

Rencana-teknis bendung pengatur dihitung berdasarkan metode-metode yang telah diuraikan terdahulu, sedang saluran samping biasanya dengan penampang berbentuk trapesium yang kemiringan sisinya (Z_1) sekitar 0,7. Pada hakekatnya semakin besar kemiringan sisi saluran samping akan lebih baik, karena dapat mengurangi volume galiannya, akan tetapi harus diingat bahwa tinggi jatuhnya berkas aliran air dari bendung ke dalam saluran samping semakin tidak seragam, yang mengakibatkan semakin besar gaya-gaya hidrodinamis yang timbul di dalam aliran tersebut, sehingga perlu diperhatikan kekuatan batuan di atas mana bangunan pelimpah tersebut akan dibangun. Apabila dasar dari calon bangunan pelimpah terdiri dari batuan yang kukuh, maka dapat diterapkan untuk $Z_1 = 0,5$.

Didasarkan pada pertimbangan stabilitas serta untuk lebih memudahkan pelaksanaan konstruksinya, maka disarankan agar lebar dasar saluran samping diambil sekecil mungkin. Dengan lebar dasar yang sempit, maka volume penggalian akan berkurang dan akan mempunyai efek peredaman energi yang tinggi.

Pada bangunan pelimpah yang kecil, biasanya lebar dasar sepanjang dasar saluran samping dibuat seragam. Akan tetapi untuk saluran samping pada bangunan pelimpah yang besar-besar biasanya lebar dasar kolam akan semakin besar ke hilir, sedemikian rupa sehingga pada saat melewati debit banjir-rencana, permukaan air di dalam kolam tersebut membentuk bidang yang hampir datar dengan penampang basah paling efektif.

Sebagaimana yang telah diuraikan di atas, bahwa dalam saluran samping akan terjadi proses peredaman energi, maka saluran tersebut akan menerima beban hidrodinamis berupa hampasan (*impact*) aliran air dan gaya-gaya getar/vibrasi (*vibration*), sehingga saluran ini harus dibangun di atas pondasi batuan yang kukuh. Berikut perhitungan-perhitungan hidrolika untuk saluran samping pada bangunan pelimpah samping. :

1) Rumus dasar dari I. Hinds, adalah sebagai berikut :

$$Q_x = q \cdot x \dots\dots\dots(2-20)$$

$$v = a \cdot x^n \dots\dots\dots(2-21)$$

$$y = \frac{n+1}{n} h_v \dots\dots\dots(2-22)$$

Keterangan :

Q : debit pada titik x (m^3/dt).

q : debit per unit lebar yang melintasi bendung pengatur (m^3/dt).

x : jarak antara tepi udik bendung dengan suatu titik pada mercu bendung tersebut (m).

v : kecepatan rata-rata aliran air di dalam saluran samping pada suatu

titik tertentu (m/dt)

a : koefisien yang berhubungan dengan kecepatan aliran air di dalam saluran samping.

n : eksponen untuk kecepatan aliran air di dalam saluran samping (antara 0,4 s/d 0,8).

y : perbedaan elevasi antara mercu bendung dengan permukaan air di dalam saluran samping pada bidang A" yang melalui titik tersebut di atas.

h_v : tinggi tekanan kecepatan aliran ($h_v = v^2/2g$).

Berhubung aliran air yang melintasi bendung kemudian meluncur masuk ke dalam saluran samping, maka energi yang timbul di dalam aliran tersebut langsung dapat direduksi (diredam) dengan benturan sesama massa air dan gesekan di antara molekul-molekul air yang terdapat di dalam saluran samping.

Secara teoritis dapat dianggap bahwa energi dapat direduksi secara sempurna dalam arah melintang terhadap saluran samping, sehingga komponen energi ke arah yang sejajar dengan penampang memanjang saluran tersebut dapat diabaikan. Dengan demikian air yang mengalir keluar dari saluran samping dan mulai memasuki saluran peluncur dimulai dengan energi yang mendekati harga nol. Aliran yang searah dengan penampang memanjang saluran, diusahakan agar selalu dalam kondisi aliran sub-kritis, yang biasanya dapat dicapai dengan pembuatan bentuk ambang tertentu di ujung hilir saluran samping tersebut. Guna memperoleh bentuk ambang yang diinginkan, dapat dilakukan dengan metode I. Hinds (metode pada point 1) di atas, yaitu sama dengan metode untuk memperoleh bentuk "pengatur aliran type ambang bebas". Dan bentuk penampang lintang saluran samping dan kecepatan aliran serta permukaan air, yang terdapat di dalamnya, dapat dihitung dengan rumus (2-20) s/d (2-22).

2) Pemilihan kombinasi yang sesuai untuk angka koefisien a dan n

Angka " a " dan " n " pada rumus (3.49) supaya dicari dalam kombinasi sedemikian rupa, sehingga di satu pihak biaya konstruksi saluran samping ekonomis, sedang di lain pihak agar mempunyai bentuk hidrolis yang menguntungkan. Angka " a " dan " n " yang paling menguntungkan tersebut dapat diperoleh dengan beberapa metode. Di bawah ini diperkenalkan 3 (tiga) metode yang lazim digunakan sebagai berikut :

• Metode Pertama

Dengan cara penentuan beberapa harga " a " dan " n " secara sembarangan. (sistem coba-banding). Berdasarkan angka yang telah diambil langsung dihitung volume konstruksi secara kasar dan kemudian dilakukan perbandingan. Walaupun perhitungan ini pada hakekatnya hanya didasarkan pada volume konstruksi, akan tetapi angka-angka " a " dan

"n" yang paling cocok tersebut, supaya disesuaikan dengan peninjauan setempat, dimana saluran samping tersebut akan didirikan.

- Metode kedua

Andaikan kecepatan aliran air di dalam saluran samping dapat dihubungkan secara langsung dengan rumus (2-21), maka kedalaman air dalam saluran tersebut disesuaikan dengan bentuk yang diandaikan, dengan demikian harga Q dan n , mungkin mempunyai persesuaian dengan rumus sebagai berikut :

$$\frac{A^3}{T} = \frac{n+1}{n} \frac{Q^2}{g} \dots\dots\dots(2-23)$$

Dimana :

A : penampang basah saluran samping

T : lebar permukaan air

Q : debit

n : eksponen untuk kecepatan aliran

Perhitungan dilakukan sistem coba-banding, hingga akhirnya dapat diperoleh angka-angka A , Q , kedalaman air, angka n . Dari perhitungan tersebut di atas, maka angka "a" akan didapatkan dengan mudah. Bentuk penampang lintang saluran samping mula-mula ditentukan secara kasar di lapangan tempat kedudukan calon saluran tersebut dan kemudian dengan menggunakan angka-angka "a" dan "n" yang sudah diperoleh dari perhitungan-perhitungan, maka dapat digambarkan beberapa penampang lintang saluran samping. Kemudian pemilihan kombinasi dari angka "a" dan "n" yang paling menguntungkan dapat dilakukan dengan memperbandingkan volume pekerjaan untuk pembuatan saluran samping tersebut.

- Metode ketiga

Pada hakekatnya besarnya biaya konstruksi suatu bangunan pelimpah tergantung dari besarnya volume galian yang harus dilaksanakan pada saluran peluncurnya. Sedangkan pemilihan kombinasi angka "a" dan "n", hanya ditujukan untuk pemilihan bentuk penampang lintang dari ujung hilir saluran samping. Selanjutnya dengan rumus (2-23) untuk ujung hilir saluran samping, maka berbagai bentuk penampang lintangnya yang didasarkan pada berbagai harga "n" dapat digambarkan dan dengan demikian akan didapatkan angka "n" yang paling menguntungkan dan dengan demikian angka "a" sebagai kombinasi untuk "n" mudah diperoleh.

Secara umum, bagian yang ditinjau dari suatu aliran air yang melimpah lewat samping dengan ($F_1 = 0$), dan ($F_2 = 0$), akan mengikuti kaidah-kaidah aliran tidak seragam (*non-uniform flow*) dengan persamaan sebagai berikut :

$$\frac{dh}{dx} = \frac{i - \frac{Q^2 n^2}{R^{4/3} A^2} - \frac{2aQq}{gA^2}}{i - \frac{aQ^2}{gA^3} x \frac{dA}{dh}} = \frac{F_1(x, h)}{F_2(x, h)} \dots\dots\dots (2-24)$$

Dimana :

I = kemiringan dasar saluran

h = kedalaman air

x = jarak kearah hulu terhadap posisi dari saluran yang ditinjau

A = luas penampang basah di titik tinjau

R = jari-jari hidrolik di titik tinjau

Q = volume aliran pada titik tinjau

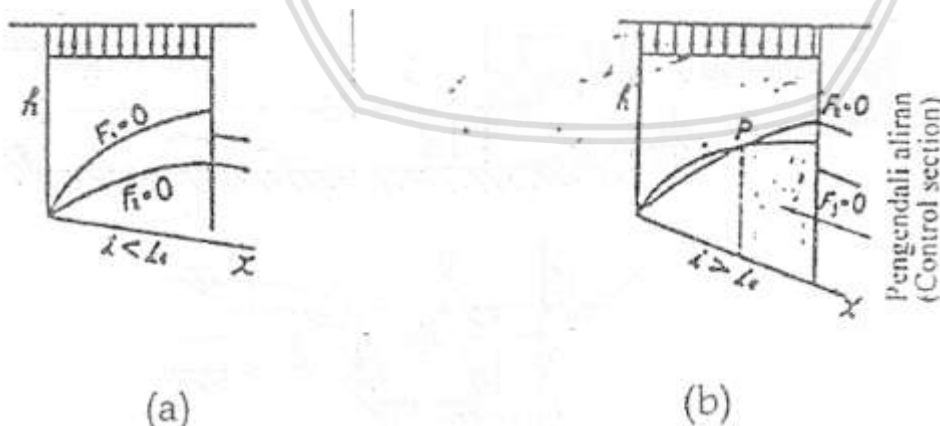
n = koefisien kekasaran dari rumus meaning

a = koefisien volume air yang mengalir

q = satuan debit pada lebar tertentu

g = angka gravitasi

Jika kemiringan saluran samping (i) kurang dari kemiringan kritis (i_c) dari saluran samping yang ada, maka kurva ($F_1 = 0$), dan ($F_2 = 0$) tidak saling berpotongan (Gambar 2.4 a), sehingga pada bagian ini tidak perlu adanya *control section*. Akan tetapi, jika (i) lebih besar dari (i_c), kurva ($F_1 = 0$), dan kurva ($F_2 = 0$) saling berpotongan (Gambar 2.4 b) dan sesuai kondisi setempat, bagian ini perlu adanya *control section*.



Gambar 2.15 *Control section* pada saluran samping

Sumber: Panduan Perencanaan Bendungan Vol. 4 (1999, p.19)

Aliran pada saluran pelimpah samping berupa aliran turbulen karena pengaruh dari air yang melimpah (*inflow*). Dan lagi, hal tersebut disebabkan adanya pertemuan kemiringan

saluran dengan saluran samping yang curam. Adapun yang diinginkan adalah aliran pada saluran samping menjadi aliran normal, lancar dan aman.

Kriteria yang biasa dipakai untuk menentukan penampang melintang saluran samping dengan pertimbangan dari segi hidrolis menguntungkan dan sedapat mungkin mengurangi penggalan, sehingga biaya lebih murah. Bagaimanapun, harus telah diantisipasi sebelumnya terhadap perilaku hidrologi aliran setempat yang akan dipakai untuk desain pelimpah dan dengan penggunaan teknologi tinggi saat ini dimungkinkan hidrologi aliran itu dibuat model, sehingga aliran dapat diperkirakan. Tentang stabilitas aliran dan angka Froude merupakan faktor yang diperlukan untuk mendesain saluran samping.

Metode desain berdasarkan angka froude tersebut akan dibahas lebih lanjut dibawah ini, namun demikian apabila menemui kesulitan dapat diselaikan dengan menggunakan model. Berdasarkan Panduan Perencanaan Bendungan Urugan Vol 4 tentang Desain Bangunan Pelengkap, dalam menentukan penampang melintang saluran samping Gambar (2.16), menggunakan ketentuan-ketentuan untuk mendesain sebagai berikut :

1. Kemiringan pada sisi pelimpah dibuat 1 : 0,7 dan sisi yang berlawanan (sisi dinding) dibuat vertikal. Tegantung pada kondisi topografi dan lainnya, jika sebuah dinding vertikal pada sisi yang berlawanan dipertimbangkan tidak stabil, maka kemiringan dinding dikondisikan berdasarkan kondisi setempat. Dalam beberapa kasus tersebut di atas dapat ditentukan melalui pengujian model.
2. Kemiringan dasar untuk saluran samping dibuat $I \leq 1/13$.
3. Perbandingan antara tinggi air (d) dan lebar dasar (B) dari saluran samping (d/B) = 0,5
4. Angka Froude pada saluran samping dibuat $< 0,5$. (dianjurkan 0,44).

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{gd}} i \dots\dots\dots(2-25)$$

Dimana :

$$D = A/T$$

= Kedalaman hidraulik

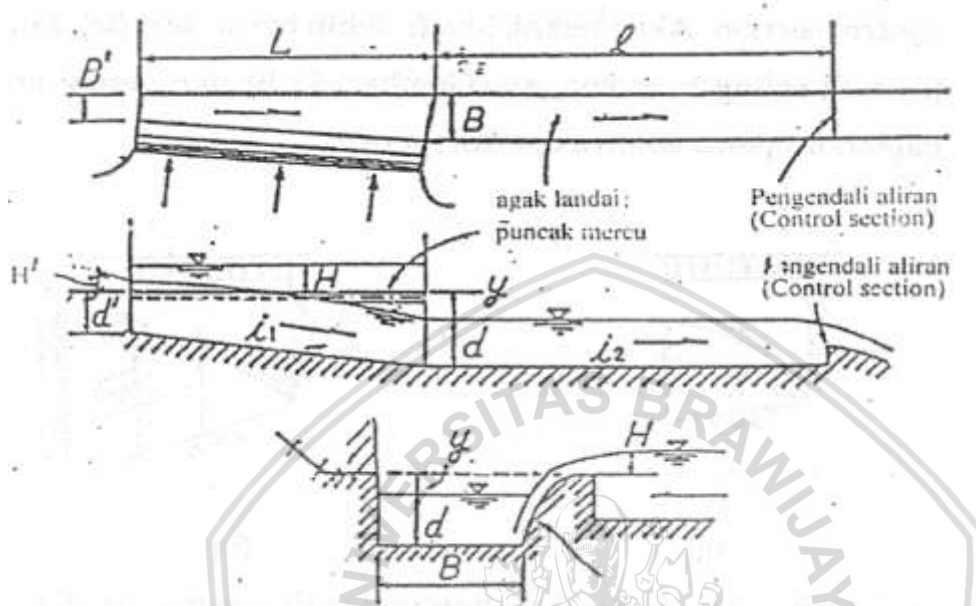
A = Luas penampang basah

T = Lebar permukaan air

Fr = angka froude

5. Kedalaman air diujung hulu (di awal) H_1 dari saluran samping (saluran 1, pada gambar 2.16) dibuat $\leq 1/2,5$ dari kedalaman air limpas.
6. Kemiringan saluran berikutnya (saluran 2, pada gambar 2.16) dibuat agak landai, sehingga persyaratan pada poin (4) terpenuhi.

7. Ujung daripada saluran 2, dibangun suatu ambang melintang dan dilanjutkan dengan saluran yang lebih miring. Apabila saluran 2 cukup panjang maka akan terjadi perubahan perilaku aliran dari aliran tak teratur menjadi aliran teratur. Untuk itu posisi atau penempatan dari ambang tersebut perlu diuji dalam model, terutama terhadap pengaruh aliran akibat pertemuan kemiringan kedua saluran tersebut.



Gambar 2.16 Pelimpah samping

Sumber: Panduan Perencanaan Bendungan Vol. 4 (1999, p.20)

8. Terhadap adanya dinding-dinding samping, akan terjadi kontraksi yang tiba-tiba atau bertahap, keduanya masih dibolehkan. Rumus yang terkait dengan adanya pelimpah samping dan saluran samping sabagai berikut :

Dari angka Froude (Fr) diakhir saluran samping (Gambar 2.15)

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gd}} \quad (2-26)$$

$$\frac{d^3 B^2 (1 + \frac{md}{2B})^3}{1 + m \frac{d}{B}} = \frac{Q^2}{g Fr^2} \quad (2-27)$$

Jika ($1 : m = 1 : 0,07$) dan ($B = 0,5$), akan didapat persamaan berikut.

$$d = 0,463 \left(\frac{Q}{Fr} \right)^{2/5} \quad (2-28)$$

Jika angka froude berkisar 0,44 sampai 0,5 akan didapatkan persamaan berikut

$$d = (0,643 - 0,61) Q^{2/5} \quad (2-29)$$

Besarnya (d/B) pada persamaanan (2-24) dan (2-25) adalah 0,5 dan B (lebar dasar saluran) samping diujung hilir adalah 2d atau

$$B = 2d \quad (2-30)$$

Perhitungan permukaan air pada pelimpah samping tergantung pada persamaan pergerakan aliran. Caranya dengan meninjau dua buah penampang melintang saluran dengan jarak sependek mungkin disembarang tempat, maka akan terjadi bahwa momentum pada ujung bagian hulu ditambahkan dengan kenaikan momentum yang timbul sepanjang jarak akan sama dengan momentum dibagian ujung dari hilit sehingga persamaannya digambarkan sebagai berikut :

$$\Delta h = \frac{Q_1(V_1+V_2)}{g(Q_1+Q_2)} \left(\Delta V + \frac{q \cdot V_2 \Delta x}{Q} \right) \dots\dots\dots(2-31)$$

Dimana :

- Δh = Kenaikan tinggi air pada jarak Δx
- Q_1 = Debit dipotongan bagian hilir
- Q_2 = Debit dipotongan bagian hulu
- V_1 = Kecepatan rata-rata dipotongan bagian hilir
- V_2 = Kecepatan rata-rata dipotongan bagian hulu
- q = Debit persatuan lebar (air yang melimpah per satuan lebar)
- ΔV = $V_1 - V_2$
- g = Percepatan Gravitasi

Proses perhitungan berdasarkan metode tersebut dilakukan dari hulu sampai hilir. Ada metode perhitungan dimana kehilangan geseran dapat diperhitungkan namun demikian pengaruh terhadap kehilangan geser dapat ditiadakan karena getaran muka air pada saluran sangat turbulen.

2.3. Saluran Transisi

Saluran samping pada bangunan pelimpah samping biasanya berpenampang lintang berbentuk trapesium, sedang penampang lintang saluran peluncur biasanya berbentuk empat persegi panjang, karenanya untuk menghubungkan keduanya diperlukan adanya saluran transisi.

Saluran transisi direncanakan agar debit banjir rencana yang akan disalurkan tidak menimbulkan air-terhenti (*back water*) di bagian hilir saluran samping dan memberikan kondisi yang paling menguntungkan, baik pada aliran di dalam saluran transisi tersebut maupun pada aliran permulaan yang akan menuju saluran peluncur.

Sesudah bentuk saluran transisi diperoleh dengan debit banjir-rencana sebagai dasarnya, kemudian saluran transisi tersebut supaya diuji kemampuannya untuk menampung debit banjir abnormal.

Mengingat saluran transisi ini sangat besar pengaruhnya terhadap resim aliran di dalam saluran peluncur dan berfungsi pula sebagai pengatur aliran pada debit-debit banjir abnormal, maka bentuk saluran ini supaya direncanakan dengan sangat hati-hati.

Pada hakekatnya belum ada cara yang paling baik untuk merencanakan bentuk saluran transisi dan karenanya saluran tersebut direncanakan dengan pertimbangan-pertimbangan yang didasarkan pada pengalaman-pengalaman serta pada pengujian-pengujian model hidrolika.

Untuk bangunan pelimpah yang relatif kecil, biasanya saluran transisi ini dibuat dengan dinding tegak yang makin menyempit ke hilir dengan inklinasi sebesar $12^{\circ}30'$ terhadap sumbu saluran peluncur (Sumber: Sosrodarsono, 1989:203). Akan tetapi kondisi topografi yang kurang menguntungkan, terkadang memaksakan pembuatan dinding saluran melebihi sudut inklinasi tersebut.

Sistem saluran transisi dapat dilakukan dengan cara pengaturan kemiringan dasar atau membuat ambang kecil di ujung hilir saluran transisi. Kedua sistem tersebut untuk menciptakan aliran kritis di ujung hilir saluran transisi.

2.3.1. Saluran Transisi dengan pengaturan kemiringan dasar

Saluran transisi dengan pengaturan ini, sudah diketahui nilai kedalaman air (h) dan kecepatan aliran (v) pada akhir hilir saluran. Panjang saluran transisi bisa ditetapkan secara sembarang untuk penampang tanpa penyempitan, dan untuk bentuk dengan penyempitan dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$L = \frac{\frac{1}{2}(B_B - B_C)}{\tan \theta} \dots\dots\dots (2-32)$$

Keterangan :

B_B = Lebar ambang (m)

B_C = Lebar Saluran Peluncur (m)

L = Panjang Saluran Transisi (m)

θ = Sudut Penyempitan $\leq 12,5^{\circ}$

Pada ujung hilir saluran transisi, keadaan aliran dikonsisikan aliran kritis (bilangan $Froude = 1$). Dimana tinggi air dan kecepatan aliran dapat dicari dengan persamaan berikut:

$$Y_C = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \dots\dots\dots (2-33)$$

$$V_C = \frac{q}{Y_C} \dots\dots\dots (2-34)$$

Dimana :

Y_c = Kedalaman Kritis pada ujung hilir saluran transisi (m)

V_c = Kecepatan Kritis pada ujung hilir saluran transisi (m/dt)

q = Debit per satuan lebar (m^2/dt) = Q/B

Q = Debit rencana (m^3/dt)

B = Lebar ujung hilir saluran transisi (m)

Metode perhitungan pada saluran transisi menggunakan prinsip kekekalan energi, yaitu dengan persamaan (2-4), dengan menggunakan metode perhitungan tahapan standar. Perhitungan dilakukan/dimulai dari ujung hilir saluran transisi. Berikut merupakan rumus yang digunakan untuk mencari profil muka air pada saluran transisi :

$$Z + Y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = Y_c + \frac{V_c^2}{2g} + \frac{K(V_1^2 - V_c^2)}{2g} + h_f \dots\dots\dots(2-35)$$

$$h_f = \frac{\bar{V}^2 L}{nR^{4/3}} \dots\dots\dots(2-36)$$

$$S = \frac{Z}{L} \dots\dots\dots(2-37)$$

Keterangan :

Z = Beda Tinggi titik 1 dan C

Y_1 = Tinggi air pada titik 1 (m)

V_1 = Kecepatan pada titik 1 (m/dt)

Y_c = Tinggi air pada titik C (m)

V_c = Kecepatan pada titik C (m/dt)

K = Koefisien kehilangan akibat perubahan penampang (0,1 sampai dengan 0,2)

h_f = Kehilangan tinggi tekan akibat gesekan

$$\bar{V} = \frac{V_1 + V_c}{2}$$

n = Koefisien Manning

\bar{R} = Jari-jari hidrolis rerata

S = *Slope* kemiringan dasar

2.3.2. Saluran Transisi dengan Ambang Kecil

Saluran ini pada umumnya diterapkan pada *side channel spillway* karena berfungsi untuk menangkan aliran yang masuk sebelum mengalir pada saluran peluncur. Penentuan titik transisi dilakukan dengan cara coba-coba, dan kemiringan dasar tidak ditetapkan. Panjang saluran transisi dilakukan sembarang (tergantung topografi), pertimbangan untuk

mendapatkan aliran kritis di atas ambang kecil perlu diterapkan P_{min} dengan persamaan sebagai berikut:

$$Z + Y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = P_{min} + Y_c + \frac{V_c^2}{2g} + \frac{K(V_1^2 - V_c^2)}{2g} + h_f \dots\dots\dots (2-38)$$

Keterangan :

P_{min} = tinggi minimum ambang (m)

Z = Beda Tinggi titik 1 dan C (m)

Y_1 = Tinggi air pada titik 1 (m)

V_1 = Kecepatan pada titik 1 (m/dt)

Y_c = Tinggi air pada titik C (m)

V_c = Kecepatan pada titik C (m/dt)

K = Koefisien kehilangan akibat perubahan penampang (0,1 sampai dengan 0,2)

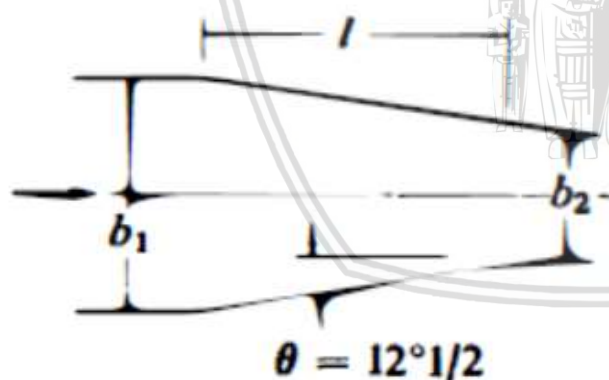
h_f = Kehilangan tinggi tekan akibat gesekan

$$\bar{V} = \frac{V_1 + V_c}{2}$$

n = Koefisien meaning

\bar{R} = Jari-jari hidrolis rerata

S = *Slope* kemiringan dasar



Gambar 2.17 Skema penyempitan dasar saluran pada saluran transisi

Sumber: Sosrodarsono (1989, p.203)

Jika P_{min} diperbesar, maka akan terjadi perubahan Y_1 dan V_1 karena adanya arus balik (*back water*) dari ambang kecil tersebut, sehingga perhitungan pada persamaan (2-38), dihitung dengan Y_1 dan V_1 akibat adanya perubahan P tersebut.

2.4. Saluran Peluncur

Menurut Aniek Masrevasiah (2012), saluran peluncur adalah saluran pembawa dari ujung/hilir saluran transisi atau ujung hilir ambang (tanpa saluran transisi) sampai ke

peredam energi. Agar saluran peluncur mempunyai volume beton yang kecil, maka aliran nya harus mempunyai kecepatan yang tinggi. Saluran ini direncanakan dengan aliran keadaan superkritis, dengan Fr (bilangan Froude) $Fr > 1$, namun $Fr < 9$. Dalam merencanakan saluran peluncur, harus memenuhi persyaratan sebagai berikut (Sosrodarsono, 1989, p.205):

1. Agar air yang melimpah dari saluran pengatur mengalir dengan lancar tanpa hambatan-hambatan hidrolis.
2. Diusahakan agar tampak atasnya selurus mungkin. Kalau bentuk yang melengkung tidak dapat dihindarkan, supaya diusahakan lengkungan yang terbatas dan dengan radius yang besar. Biasanya aliran tak seragam terjadi pada saluran peluncur yang tampak atasnya melengkung, terutama terjadi pada bagian saluran yang paling curam dan apa bila pada bagian ini terjadi suatu kejutan gelombang hidrolis maka gelombang ini akan menjalar masuk ke dalam peredam energi dan fungsi peredam energi akan terganggu. Pada saluran yang lurus kejutan gelombang hidrolis tidak akan terjadi. Apa bila lengkungan tersebut tidak dapat dihindarkan, maka titik lengkungan supaya dibuat pada bagian yang alirannya akan berkondisi sub-kritis dan jari-jari dari lengkungan sebaiknya dibuat sebesar mungkin, sehingga besarnya tekanan sentrifugal yang terjadi dapat diperkecil. Dan walaupun tidak ada standard yang dapat digunakan untuk menentukan besarnya radius lengkungan, akan tetapi biasanya penggunaan radius yang lebih kecil dari 5 x lebar saluran akan tidak menguntungkan.
3. Agar konstruksi saluran peluncur cukup kokoh dan stabil dalam menampung semua beban yang timbul.
4. Penampang lintang saluran peluncur sebagai patokan supaya diambil bentuk persegi empat.
5. Kemiringan dasar saluran diusahakan sedemikian rupa, sehingga pada bagian udiknya berlereng landai, akan tetapi semakin ke hilir semakin curam, agar kecepatan aliran dapat ditingkatkan secara berangsur-angsur dan kemudian aliran berkecepatan tinggi di dalam saluran tersebut dapat dituntun secara ketat meluncur memasuki peredam energi. Akan tetapi perubahan kemiringan dasar saluran, supaya dibuat berangsur-angsur pula membentuk garis lengkung yang sedemikian rupa, sehingga berkas aliran super-kritis yang mungkin akan melintasi saluran peluncur tidak terangkat (terlepas) dari bidang dasar saluran peluncur tersebut. Terangkatnya berkas aliran mungkin dapat terjadi pada beberapa titik (tempat) dapat menimbulkan gejala kavitasi yang akan

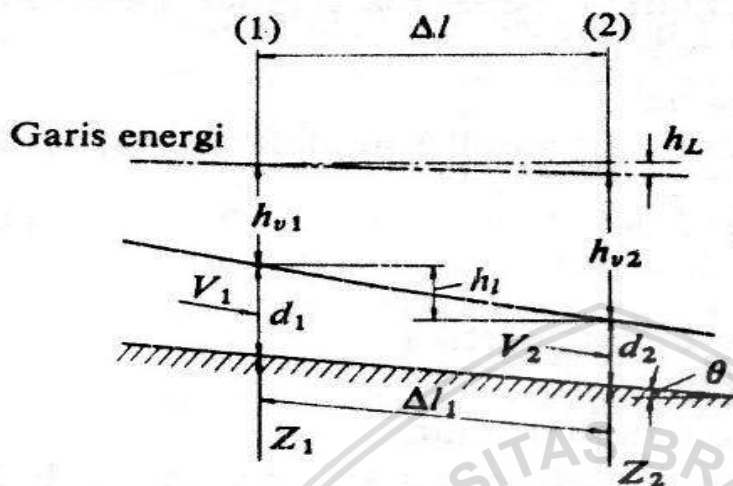
menghancurkan permukaan dasar saluran serta getaran-getaran yang ditimbulkan akan dapat memberikan efek yang negatif pada stabilitas saluran peluncur.

6. Biasanya, saluran yang tertutup (berbentuk terowongan) kurang sesuai untuk saluran peluncur, karena peningkatan debit yang terjadi, akan dapat merubah aliran terbuka menjadi aliran tertekan (karena terowongan yang semula hanya terisi sebagian menjadi penuh). Dan untuk ini diperlukan tinggi tekanan (*head*) yang lebih besar untuk mengimbangi tambahan kehilangan tinggi tekanan yang terjadi dalam terowongan, agar dapat mempertahankan kemampuan pengaliran saluran peluncur tersebut, sesuai dengan debit yang harus dilewatkan. Selain itu masuknya molekul-molekul udara ke dalam terowongan bersama aliran air yang kemudian membentuk gelembung-gelembung udara di dalam terowongan serta hempasan-hempasan air di depan terowongan menimbulkan tekanan negatif pada dinding terowongan serta getaran-getaran (*vibration*) menimbulkan suara suara keras yang sangat mengganggu. Hal-hal tersebut akan sangat mengganggu stabilitas saluran itu sendiri serta menyukarkan eksploitasi dan pemeliharannya. Guna mengurangi gelombang-gelombang yang terbentuk dalam terowongan, maka di beberapa tempat di sepanjang terowongan dipasang pipa-pipa yang menghubungkan terowongan dengan udara luar. Akan tetapi dalam prakteknya apa bila calon konstruksi saluran peluncur berbentuk terowongan tidak dapat dihindarkan, ditinjau baik dari sudut pembiayaan, maupun stabilitas konstruksinya, maka diusahakan agar direncanakan suatu terowongan dengan aliran terbuka. Untuk dapat memenuhi persyaratan tersebut, maka terowongan supaya direncanakan sedemikian rupa, sehingga debit banjir yang melintasi terowongan tersebut tidak melebihi kedalaman $7/10$ dari tinggi terowongan dan untuk debit banjir abnormal (yang kapasitasnya mungkin mencapai dua kali debit banjir rencana), diusahakan agar tidak sampai alirannya memenuhi seluruh penampang terowongan.

Rencana teknis saluran peluncur didasarkan pada perhitungan-perhitungan hidrolika untuk memperoleh gambaran kondisi pengaliran melalui saluran tersebut pada debit-debit tertentu (debit banjir rencana, debit banjir abnormal, dan lain-lain). Pada saluran peluncur tidak diperbolehkan ada konstruksi penghambat (misal : pilar) di dalam nya (Aniek, 2012, p54).

Bentuk dan dimensi saluran serta tinggi dindingnya ditentukan berdasarkan kedalaman aliran air yang melintasi saluran, kekasaran-kekasaran yang akan terjadi pada permukaan saluran dan hal-hal lain yang dapat mempengaruhi kondisi aliran air di dalam saluran tersebut, yang biasanya dinyatakan dalam bilangan *Froude*.

Metode perhitungan yang digunakan pada saluran peluncur menggunakan prinsip kekekalan energi. metode perhitungan yang didasarkan pada teori *Bernoulli*. Perhitungan yang digunakan pada saluran peluncur yaitu metode tahapan standar, berikut rumus yang digunakan untuk perhitungan:



Gambar 2.18 Skema penampang memanjang aliran pada saluran peluncur
Sumber: Sosrodarsono (1989, p.208)

Seperti yang tertera pada Gambar 2.1, perhitungan profil muka air pada saluran peluncur dapat didekati dengan rumus kekekalan energi dalam aliran (persamaan Bernoulli), sebagai berikut :

$$z_1 + d_1 + h_{v1} = z_2 + d_2 + h_{v2} + h_L + h_e \dots\dots\dots(2-39)$$

dengan :

z = elevasi dasar saluran pada suatu bidang vertical (m)

d = kedalaman air pada bidang tersebut (m)

h_v = tinggi tekan kecepatan pada bidang tersebut (m)

h_L = kehilangan tinggi tekan yang terjadi di antara 2 (dua) bidang vertical yang ditentukan akibat gesekan (m), dinyatakan dengan:

$$h_l = S_f \cdot \Delta l ; S_f = \frac{n^2 \cdot V^2}{R^{4/3}} \dots\dots\dots(2-40)$$

h_e = kehilangan tinggi tekan akibat perubahan penampang (m)

$$h_e = K \cdot \left| \frac{V_1^2 - V_2^2}{2g} \right| \dots\dots\dots(2-41)$$

g = percepatan gravitasi (m/dt^2)

sehingga menjadi:

$$\frac{V_1^2}{2g} + d_1 + S_0 \cdot \Delta l = \frac{V_2^2}{2g} + d_2 + h_l \dots\dots\dots(2-42)$$

dengan:

Δl = jarak horizontal antara bidang -1 dan bidang -2 (m)

h_l = kehilangan tinggi tekanan (m)

V_1 = kecepatan aliran pada bidang -1 (m/dt)

V_2 = kecepatan aliran pada bidang -2 (m/dt)

d_1 = kedalaman air pada bidang -1 (m)

d_2 = kedalaman air pada bidang -2 (m)

S_0 = kemiringan dasar saluran peluncur

2.5. Peredam Energi

Sebelum aliran air melewati bangunan pelimpah dikembalikan lagi ke dalam sungai, aliran dengan kondisi superkritis tersebut harus diperlambat dan diubah menjadi aliran subkritis. Dengan demikian kandungan energi dengan daya penggerus yang sangat kuat yang timbul dalam aliran tersebut harus direduksi hingga mencapai tingkat yang normal kembali, agar aliran tersebut kembali kesungai tidak membahayakan kestabilan alur sungai yang bersangkutan.

Untuk mereduksi energi di dalam aliran tersebut, maka diujung hilir saluran peluncur harus dibuatkan bangunan yang disebut peredam energi pemecah gerusan (*scour protection stiling basin*). Untuk meyakinkan kemampuan dan keamanan dari peredam energi, dalam pembuatan rencana teknisnya diperlukan pengujian kemampuannya, baik untuk debit banjir rencana, debit-debit yang lebih rendah (misal 1/4, 1/2, 3/4 debit banjir rencana) dan untuk debit-debit banjir yang lebih tinggi (misal 1/2 kali debit banjir rencana, debit banjir abnormal, dan lain-lain), karena hubungan antara kedalaman aliran disebelah hilirnya tidak selalu berbanding lurus dengan kedalaman loncatan hidrolis aliran di dalam peredam energi.

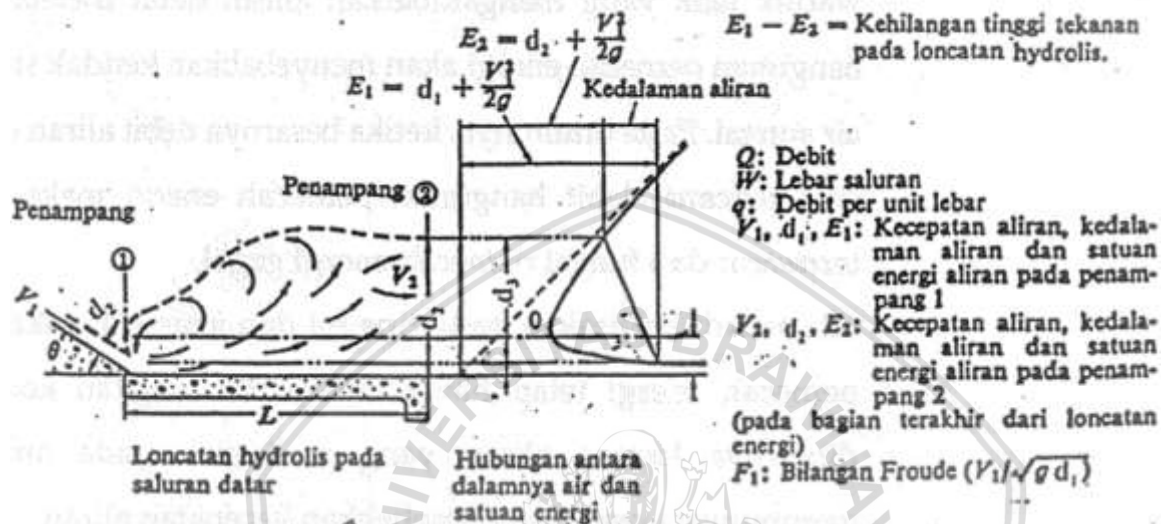
Debit yang lebih kecil dapat saja menimbulkan kondisi yang kurang menguntungkan terhadap kestabilan konstruksi peredam energi. Bila alur sungai di sebelah hilir bangunan pelimpah kurang stabil kemampuan peredam energi supaya direncanakan untuk dapat menampung debit banjir dengan probabilitas 1 % (atau dengan perulangan 100 tahun).

Angka tersebut cukup memadai dengan pertimbangan, bahwa apabila terjadi debit banjir besar, maka kerusakan-kerusakan yang mungkin timbul pada peredam energi, tidak membahayakan kestabilan tubuh bendungan.

Dengan memperhatikan kondisi topografi serta sistem kerjanya, maka peredam energi mempunyai beberapa tipe dan khusus untuk bendungan urugan biasanya digunakan tipe kolam olak datar. Pada kajian ini kolam olak yang digunakan yaitu tipe USBR, tipe ini dibagi menjadi 4 tipe. Berikut penjelasan mengenai kolam olak tipe USBR:

2.5.1. Kolam Olak Datar USBR Tipe I

Kolam olah datar adalah suatu kolam dengan dasar yang datar dan terjadi peredaman energi yang terkandung dalam aliran air dengan benturan secara langsung ke permukaan dasar kolam, seperti skema yang tertera pada gambar 2.2. Benturan langsung tersebut menghasilkan peredaman energi yang cukup tinggi, sehingga perlengkapan-perengkapan lainnya guna penyempurnaan peredaman tidak diperlukan lagi pada kolam olakan tersebut.



Gambar 2.19 Kolam olah datar USBR tipe I

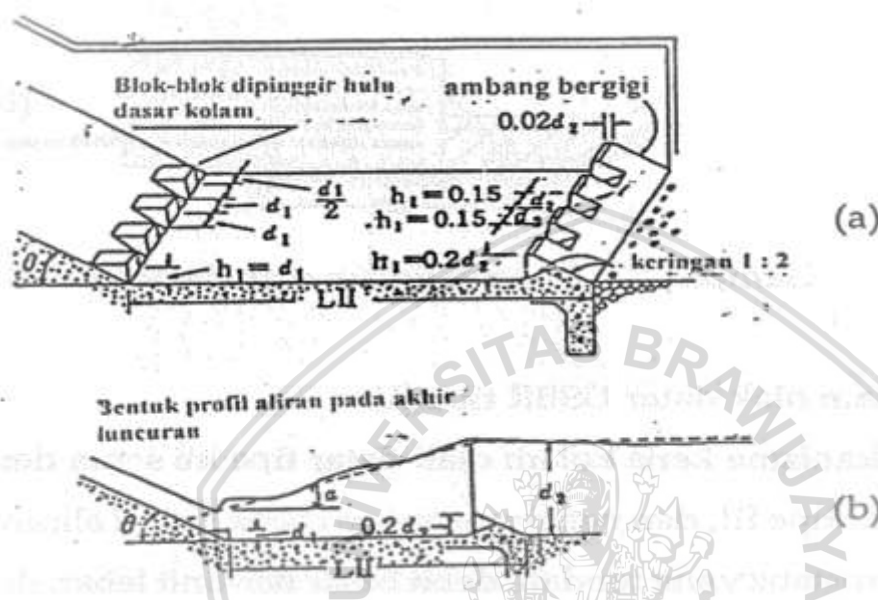
Sumber: Panduan Perencanaan Bendungan Vol. 4 (1999, p.50)

Karena penyempurnaan peredamannya terjadi akibat gesekan-gesekan yang terjadi antara molekul-molekul air di dalam kolam olakan, sehingga air yang meninggalkan kolam tersebut mengalir memasuki alur dalam kondisi tenang. Kolam olah menjadi lebih panjang dan karenanya tipe I hanya sesuai untuk mengalirkan debit yang relative kecil dengan kapasitas peredam energi yang kecil serta kolam olaknya akan berdimensi kecil. Pada umumnya angka Froude $F < 1,7$ dan kolam olah tipe I ini biasa digunakan untuk kondisi yang tidak memungkinkan pembuatan perlengkapan-perengkapan lainnya pada kolam olah tersebut.

2.5.2. Kolam Olakan Datar USBR Tipe II

Kolam olah USBR tipe II dikembangkan untuk kolam olakan yang banyak digunakan pada bendungan tinggi, bendungan tanah, dan untuk struktur-struktur kanal besar. Kolam olakan mengandung blok-blok saluran tajam pada hulu dan ambang bergerigi di dekat ujung hilir. Tidak ada dinding tan arus yang digunakan, karena kecepatan masuk loncatan yang tinggi dapat menyebabkan kavitasi pada dinding (Chow, 1992:379).

Cara kerja kolam olak ini yaitu dengan meredam energi dengan gesekan antara molekul-molekul air di dalam kolam olak dan dibantu oleh perlengkapan yang dibuat berupa gigi-gigi pemecah aliran di pinggir hulu dasar kolam (*chute block*) dan ambang bergerigi di pinggir hilirnya (*dentated sill*). Gigi-gigi pemancar aliran berfungsi untuk lebih meningkatkan efektivitas peredaman, sedangkan ambang bergerigi berfungsi sebagai penstabil loncatan hidrolis dalam kolam olakan tersebut.



Gambar 2.20 Kolam olak datar USBR tipe II

Sumber: Panduan Perencanaan Bendungan Vol. 4 (1999, p.51)

Kolam olak tipe ini cocok untuk tekanan hidrostatik sedangkan ambang berfungsi sebagai penstabil loncatan hidrolis dalam kolam olakan tersebut. Kolam olak ini sangat cocok untuk bendungan urugan dan penggunaannya pun cukup luas. Karakteristik dari loncatan hidraulik aliran air dalam kolam olak dapat diperiksa pada Gambar 2.19. Kolam olakan datar tipe II secara teoritis cocok untuk keadaan sebagai berikut:

- 1) Aliran dengan tekanan hidrostatik > 60 m;
- 2) Debit yang dialirkan kecil (debit spesifik $q > 45 \text{ m}^3/\text{det}/\text{m}$)
- 3) Bilangan *Froude* di akhir saluran peluncur $> 4,50$.

Menurut Chow (1992), terdapat aturan-aturan perancangan untuk kolam olak USBR II, berikut aturan untuk perencanaan kolam olak USBR II:

1. Tentukan elevasi lantai lindung untuk pemanfaatan seluruh kedalaman air bahwa lanjutan di tambah faktor keamanan yang diperlukan.
2. Kolam olakan USBR II mungkin efektif untuk bilangan *Froude* sampai 4, tetapi untuk nilai-nilai yang lebih kecil, tidak efektif lagi.
3. Panjang kolam olak dapat diperoleh dari kurva panjang loncatan.

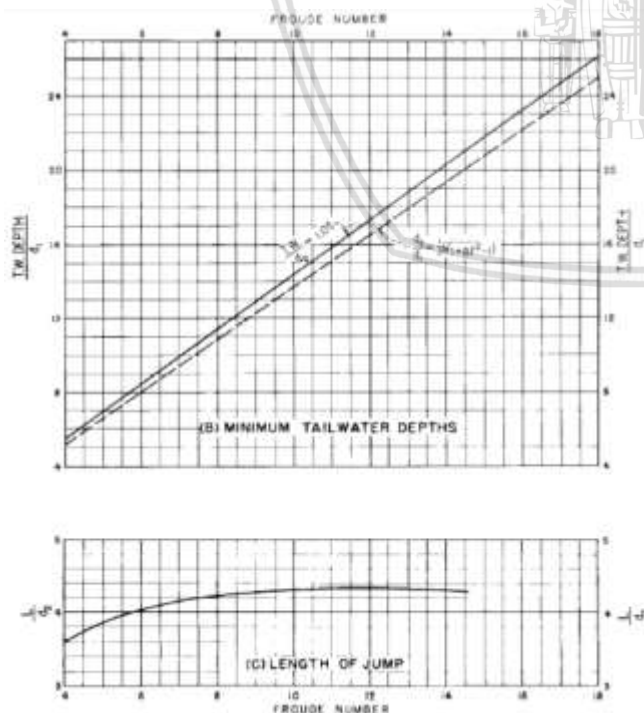
4. Tinggi balok saluran tajam sama dengan kedalaman aliran masuk kolam olakan. Lebar dan selang sebaiknya hampis sama dengan kedalaman aliran yang masuk, akan tetapi dapat divariasikan untuk menghindari pemakaian balok yang tidak utuh. Kalau bisa lebar selang antar balok yaitu setengah dari kedalaman air yang masuk, untuk memperkecil semburan dan mempertahankan tekanan yang diinginkan.

2.5.3. Kolam olak datar USBR tipe III

Pada hakekatnya prinsip kerja dari kolam olak ini sangat mirip dengan sistem kerja dari kolam olak datar USBR tipe II, akan tetapi lebih sesuai untuk mengalirkan air dengan tekanan hidrostatik rendah dan debit agak kecil. Kolam olakan datar tipe III secara teoritis cocok untuk keadaan sebagai berikut:

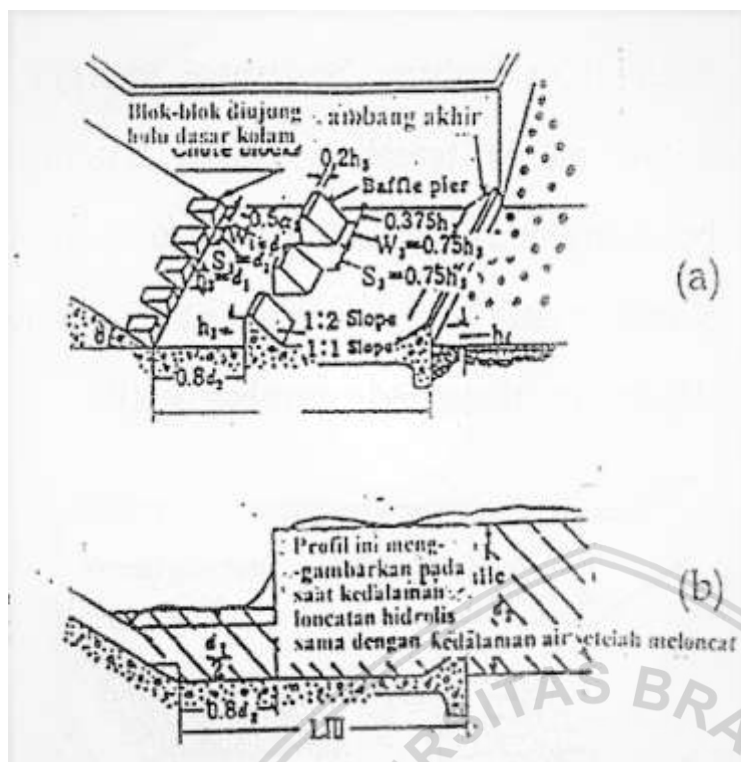
- 1) Debit yang dialirkan kecil (debit spesifik $q < 18,5 \text{ m}^3/\text{det/m}$);
- 2) Bilangan *Froude* di akhir saluran peluncur $> 4,50$.
- 3) Kecepatan $V < 18,0 \text{ m/dt}$.

Untuk mengurangi panjang kolam olak, biasanya dibuatkan gigi pemecah aliran di tepi hulu dasar kolam, gigi penghadang aliran (*gigi benturan atau baffle pier*) pada dasar kolam olak (Gambar 2.21.a). Kolam olak tipe ini biasanya untuk bangunan pelimpah pada bangunan urugan yang rendah. Karakteristik dari loncatan hidrolis aliran air dalam kolam olakan dapat diperiksa pada Gambar 2.11.b.

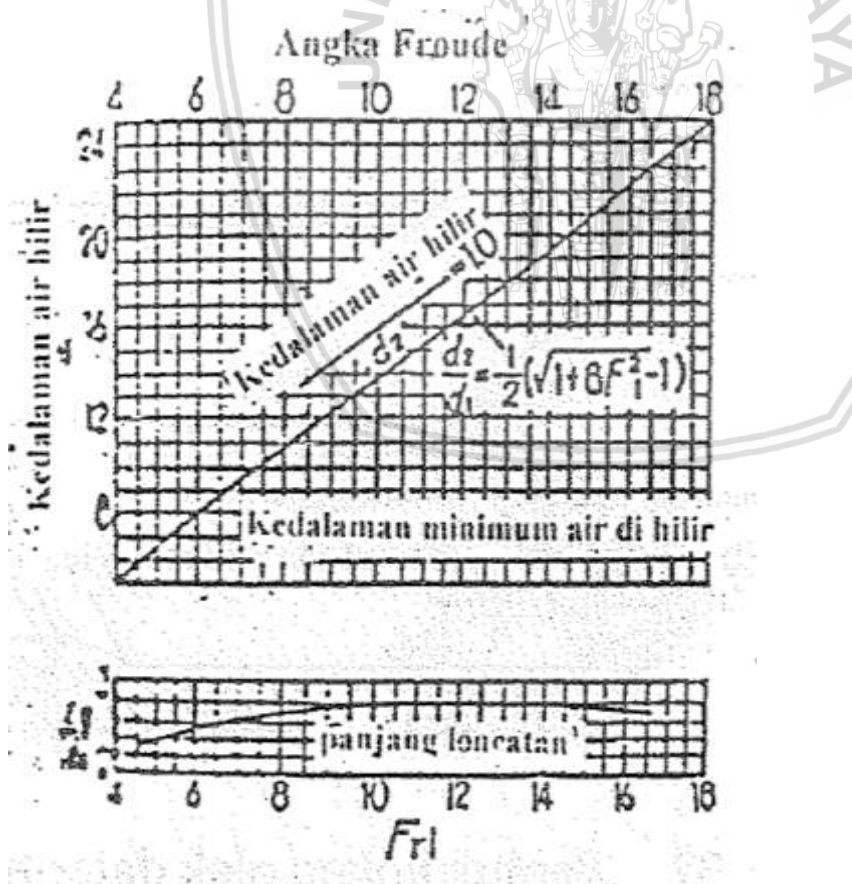


Gambar 2.21 Grafik hubungan antara (d_2/d_1) dengan angka Froude, dan panjang loncatan USBR II dengan F_1

Sumber: Desain of Small Dam (1987, p.95)



Gambar 2.22 Kolam olak datar USBR tipe III
Sumber: Panduan Perencanaan Bendungan Vol. 4 (1999, p.52)



Gambar 2.23 Grafik hubungan antara (d_2/d_1) dengan angka Froude, dan panjang loncatan USBR III dengan F_{r1}

Sumber: Panduan Perencanaan Bendungan Vol. 4 (1999, p.54)

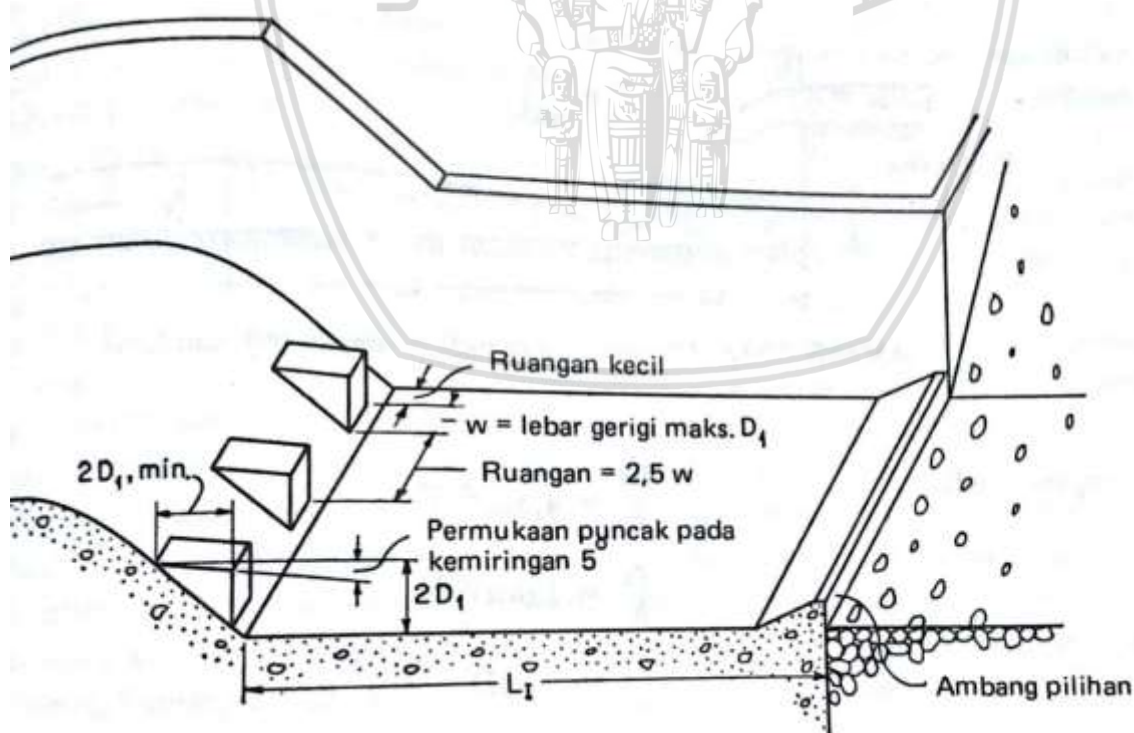
2.5.4. Kolam olak datar tipe IV

Kolam olakan tipe ini biasanya untuk aliran dengan tekanan hidrostatik yang rendah dan debit yang besar per unit lebar. Kolam olakan datar tipe IV secara teoritis cocok untuk keadaan sebagai berikut:

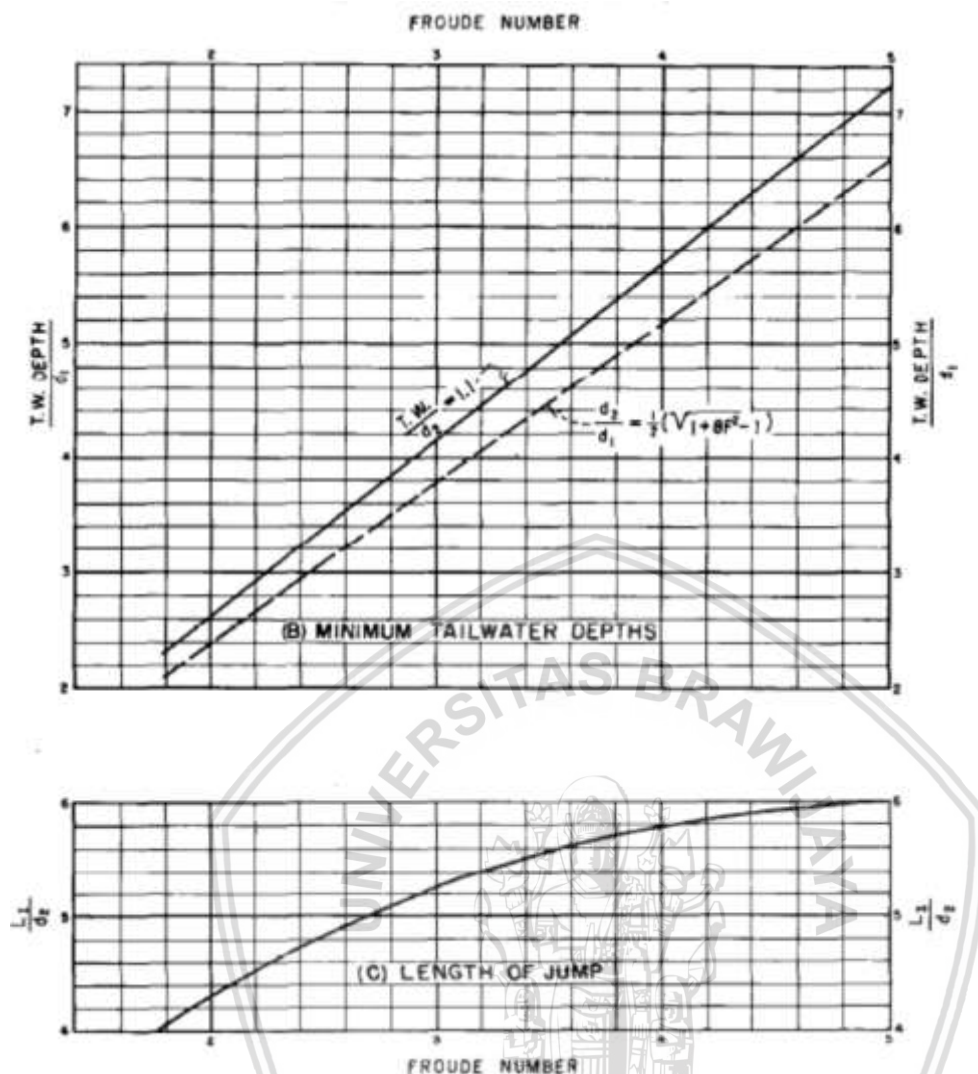
- 1) Aliran dengan tekanan hidrostatik yang rendah;
- 2) Debit yang dialirkan besar;
- 3) Bilangan *Froude* di akhir saluran peluncur 2,50 s/d 4,50.

Mekanisme kerja kolam olak datar tipe ini sama dengan kolam olak datar tipe III, dan penggunaannya cocok untuk aliran dengan tekanan hidrostatik yang rendah, debit besar per-unit lebar. Kolam olak tipe ini dipergunakan pada bangunan pelimpah suatu bendungan urugan yang sangat rendah.

Pada *Froude* = 2,5 sampai dengan 4,5 pada kolam olakan akan terjadi loncatan hidrolis yang beresilasi sempurna (Chow, 1992, p.381), kolam olak USBR IV (Gambar 2.24) dirancang untuk mengatasi masalah ini dengan menghilangkan gelombang pada sumbernya. Hal ini dapat dicapai dengan mengintensifkan penggulangan, yang kelihatan pada bagian atas loncatan (Gambar 2.25), dengan arah semburan menyimpang dari blok muka kolam olakan yang besar.



Gambar 2.24 Kolam olak datar USBR tipe VI
Sumber: Chow (1992, p.381)



Gambar 2.25 Grafik hubungan antara (d_2/d_1) dengan angka Froude, dan panjang loncatan USBR IV dengan F_1

Sumber: Panduan Perencanaan Bendungan Vol. 4 (1999, p.54)

Jumlah balok muka kolam olakan yang ditunjukkan pada Gambar 2.24 Adalah jumlah minimum balok yang dibutuhkan untuk mendapatkan karakteristik hidrolis yang baik. Menurut Chow, untuk mendapat keadaan hidrolis yang baik digunakan ukuran blok-blok yang lebih kecil dari pada yang ditunjukkan pada gambar 2.24 yaitu $0,75D_1$, dan mengatur kedalaman air bawah 5-10% lebih besar dari kedalaman lanjutan dari loncatan.

Berhubung peredam energi untuk aliran dengan Froude antara 2,5 sampai dengan 4,5 umumnya sangat sukar, karena gerakan hidrolis yang timbul pada aliran tersebut tidak dapat dicegah sempurna, maka apabila keadaannya memungkinkan, maka apabila keadaannya memungkinkan, sebaiknya lebar kolam L-IV (lihat Gambar 2.24) diperbesar menjadi $6 D_2$ (D_2 = kedalaman dihilir kolam olak) dan meninggikan dasar saluran 10 %.

2.6. Kavitasi

Bila suatu cairan mengalir ke dalam suatu daerah yang tekanannya adalah sama dengan tekanannya sama dengan tekanan uap pada temperatur tersebut, yang merupakan titik awal terjadinya kavitasi.

Apabila gelembung udara terbawa ke daerah yang bertekanan lebih tinggi gelembung-gelembung udara tadi tiba-tiba pecah dan sekitar cairan tersebut akan mengalir dengan cepat mengisi rongga-rongga yang terjadi karena pecahnya gelembung udara. Kekuatan dorong yang terjadi akibat keadaan tersebut pada umumnya berakibat pada tekanan setempat yang sangat tinggi, yang menyebabkan permukaan yang padat menjadi berlubang dan rusak, gejala tersebut dikenal dengan kavitasi (Dake, 1983, p.196).

Dalam pengertian lain, kavitasi adalah suatu kejadian yang timbul dalam aliran dengan kecepatan begitu besar, sehingga tekanan air menjadi lebih kecil dari pada tekanan uap air maksimum di temperatur itu. Proses ini menimbulkan gelembung-gelembung uap air yang dapat menimbulkan erosi pada konstruksi (Patty, 1995, p.99).

Pengaruh kavitasi yang paling menonjol adalah di daerah kecepatan setempat yang tinggi, menurut persamaan Bernoulli cenderung mempunyai tekanan yang rendah. Saluran peluncur yang tinggi khususnya daerah dengan lengkungan jari-jari kecil mempunyai kecenderungan untuk mengalami kavitasi. Potensi timbulnya kavitasi apabila kecepatan ≥ 20 m/dt, sedangkan perkiraan terjadinya kavitasi dapat didekati dengan nilai indeks kavitasi.

2.6.1. Kontrol Kavitasi

Salah satu cara untuk mencegah kavitasi adalah dengan menghilangkan sumber dari penurunan tekanan tersebut. Desain formasi dasar dapat pula digunakan untuk mengurangi penurunan tekanan yang terjadi. Mengurangi kecepatan aliran juga merupakan salah satu cara untuk mengurangi tingkat kavitasi. Ada beberapa cara untuk menghindari gejala kavitasi antara lain:

1. Penggunaan material dasar yang lebih tahan terhadap kavitasi seperti *stainless steel*, beton berlapis fiber yang dapat mengurangi angka kavitasi meskipun gejala tersebut masih tetap ada.
2. Dengan menggunakan sistem pengudaraan kedalaman aliran sehingga dapat mengurangi kemunculan letupan-letupan udara yang dapat menyebabkan kavitasi.

3. Dengan membuat *Aerator* , dimana pada saat air mengalir di atas *aerator* maka loncatan dan udara akan mengisi air tersebut, sehingga erosi pada konstruksi dapat dihindarkan.

Untuk mengontrol dan mereduksi munculnya gejala kavitasi pada dinding dan dasar bangunan, penggunaan sistem pengudaraan lebih tepat digunakan karena dapat menghindarkan terjadi penurunan tekanan sampai pada tekanan uap yang dapat menyebabkan kavitasi.

2.6.2. Indeks Kavitasi

Suatu bentuk persamaan untuk memperkirakan kavitasi berupa parameter tak berdimensi, merupakan hubungan antara gaya pelindung terhadap kavitasi (*ambient pressure*) dan penyebab kavitasi (*dynamic pressure*) disebut "indeks kavitasi" (Roberson dkk, 1998, p.386). Perhitungan kavitasi dengan persamaan berikut:

$$\sigma = \frac{P_0 - P_v}{\rho \frac{V_0^2}{2}} \dots\dots\dots (2-43)$$

$$C_p = \frac{P - P_0}{\rho \frac{V_0^2}{2}} \dots\dots\dots (2-44)$$

dengan:

σ = indeks kavitasi

P_0 = *ambient pressure* (kPa) $\rightarrow 1 \text{ kPa} = 1000 \text{ N/m}^2$
 $= P_a + P_g$

P_a = tekanan atmosfer (=101 kPa)

P_g = tekanan setempat (kPa) $= \rho \cdot g \cdot h$

h = tinggi muka air (m)

P_v = tekanan uap (kPa)

ρ = massa jenis cairan (kg/m^3)

V_0 = kecepatan aliran (m/dt)

C_p = koefisien kavitasi

σ_1 = angka batas kavitasi

Kriteria timbulnya kavitasi ditentukan dengan syarat :

$\sigma > \sigma_1$: tidak terjadi kavitasi

$\sigma \leq \sigma_1$: terjadi kavitasi

Untuk menghitung besarnya angka kavitasi, harus diketahui besarnya massa jenis air dan tekanan uap yang mana kedua hal tersebut dipengaruhi oleh suhu saat penelitian

berlangsung. Adapun besarnya nilai massa jenis air dan tekanan uap berdasarkan suhu dapat dilihat pada Tabel 2.5 berikut:

Tabel 2.5
Hubungan Temperatur dengan Kekentalan Kinematis

Temperatur	Massa Jenis	Tekanan Uap	Kekentalan Kinematis
(t)	(ρ)	(Pv)	(v)
°C	Kg/m ³	kPa	m ² /dt. 10 ⁶
0	999,868	0,61	7,787
5	999,992	0,87	1,519
10	999,726	1,23	1,307
15	999,125	1,70	1,140
20	998,228	2,33	1,004
25	997,069	3,16	0,893
30	995,671	4,23	0,801
35	994,055	5,62	0,724
40	992,238	7,58	0,658
45	990,233	9,58	0,602
50	998,052	12,30	0,553
60	983,200	19,90	0,475
70	977,770	31,10	0,413
80	971,800	47,30	0,365
90	965,310	70,10	0,326
100	958,360	101,30	0,294

Sumber: Falvey (1990, p.3)

2.7. Aliran Silang

Aliran atau gelombang silang biasanya terdapat dalam aliran superkritis, aliran pada saluran yang alirannya tak-linear, dan aliran pada saluran berpenampang tak-prismatik. Gelombang silang membentuk suatu gangguan yang dapat bertahan lama bila jarak ke hilir agak besar (Chow, 1992, p.404). Pada saluran tak-prismatik, aliran silang sangat rentan terjadi, contohnya pada peralihan mendadak berupa penyempitan.

Untuk aliran superkritis yang masuk melewati kontraksi lurus (Gambar 2.26), pada titik-titik A dan A' di jalan masuk, akan timbul gelombang kejut simetris. Gelombang ini meluas sepanjang aliran, dengan sudut gelombang β_1 , memotong garis tengah saluran di titik B, dan akhirnya setelah melalui beberapa modifikasi, mencapai dinding di seberangnya pada titik C dan C'. Pada daerah ABC dan A'B'C', aliran masuk ke dalam suatu medan baru, yang karakteristiknya ditunjukkan oleh bilangan *Froude* F_2 . Pada ujung kontraksi, terjadi gangguan negatif pada titik D dan D'. Gangguan ini akan menghasilkan

gangguan arus hulu yang lebih kompleks. Pada rancangan kontraksi yang baik, gangguan arus hulu dapat diminimumkan, dengan cara mengarahkan gelombang kejut pada dinding yang berlawanan di D dan D'. Secara teoritis, hal ini dapat mencegah terbentuknya gangguan negatif yang baru. Sebagai hasilnya aliran akan tenang pada saluran ke hulu. Keadaan ini ditunjukkan pada Gambar 2.26 . Dari hubungan geometri besarnya panjang kontraksi adalah: (Chow, 1992, p.422)

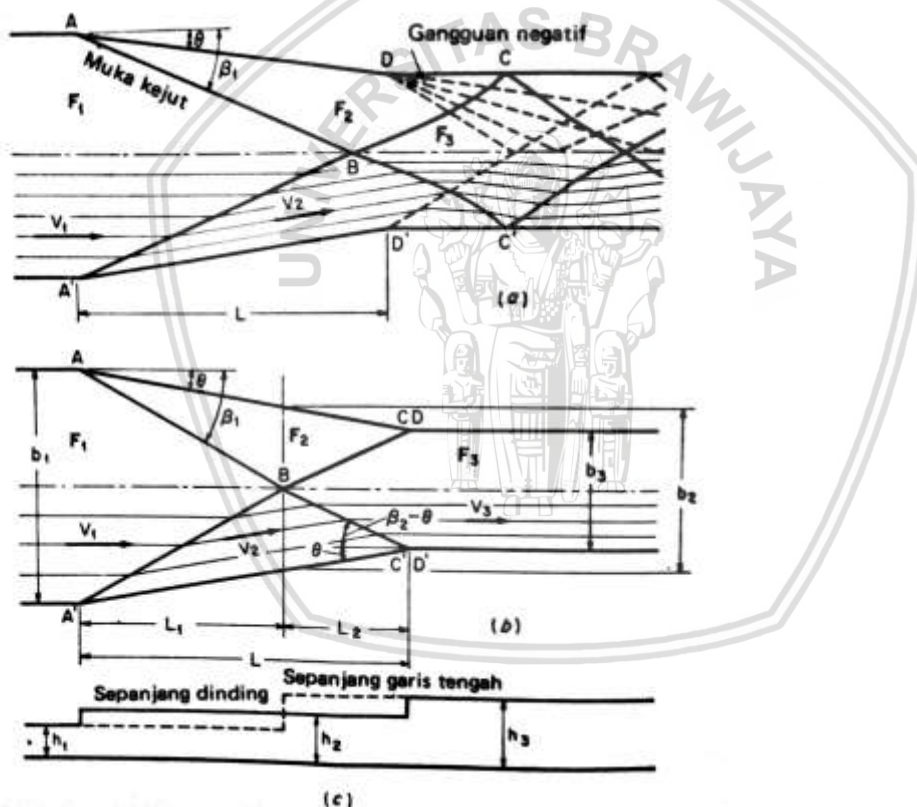
$$L = \frac{B_1 - B_2}{2 \tan \theta} \dots\dots\dots (2-45)$$

dengan:

L = panjang Kontraksi (m)

B_1 = lebar saluran transisi bagian hulu (m)

B_2 = lebar saluran transisi bagian hilir (m)



Gambar 2.26 Susunan gelombang dalam kontraksi dinding lurus
Sumber: Raju (1986, p.285)

Sesuai dengan kaidah hidraulika, fenomena ini tidak diperbolehkan. Hal ini dapat diminimalkan dengan berbagai alternatif sebagai berikut:

1. Penempatan *baffle block* di titik tertentu, dengan adanya alternatif ini aliran silang dapat dipecah dan menghasilkan aliran yang *lineari* kembali.
2. Memperkecil sudut pada penyempitan penampang, dengan adanya sudut yang terlalu besar berakibat timbulnya fenomena ini.

2.8. Aliran Getar

Aliran getar merupakan fenomena hidraulika yang harus diperhatikan dalam bangunan saluran peluncur. Apabila hal ini timbul, akan mengakibatkan ketidakrataan aliran sehingga gaya hidrodinamis yang ditimbulkan, dan dapat membahayakan stabilitas konstruksi. Selain itu akibat aliran yang tidak rata tersebut, kecepatan aliran di kaki saluran peluncur tidak merata sehingga mengurangi efektifitas peredaman.

Pada suatu saluran peluncur yang panjang terdapat bahaya ketidak stabilan dalam aliran yang disebut sebagai aliran getar (*slug/pulsating flow*). Apabila panjang saluran tersebut lebih dari 30 meter, maka harus dikontrol dengan cara menghitung bilangan Vendernikov (\underline{V}) dan bilangan Montuori (\underline{M}).

- Bilangan Vendernikov (\underline{V})

$$\underline{V} = \frac{2bv}{3P\sqrt{gd \cos \theta}} \dots\dots\dots(2-46)$$

- Bilangan Montuori (\underline{M})

$$\underline{M}^2 = \frac{v^2}{gL \cos \theta} \dots\dots\dots(2-47)$$

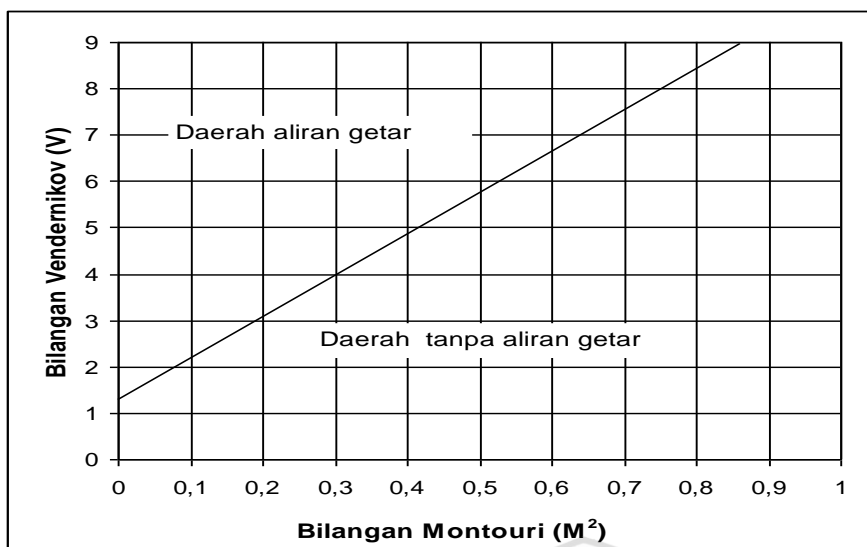
dalam hal ini :

- b = lebar dasar saluran (m)
- v = kecepatan aliran (m/dt)
- g = percepatan gravitasi (9,81 m/dt²)
- P = keliling basah (m)
- d = kedalaman hidraulik (m)
- I = kemiringan rerata gradien energi ($\tan \theta$)
- θ = sudut gradien energi
- L = panjang saluran (m)

Nilai perhitungan dari kedua persamaan tersebut selanjutnya diplotkan pada Gambar 2.26 untuk mengetahui timbul tidaknya aliran getar.

Adapun cara untuk mengurangi kemungkinan terjadinya aliran getar pada suatu saluran yang berpotensi untuk terjadi aliran getar, yaitu sebagai berikut:

1. Dengan merubah desain penampang saluran, yaitu mengurangi lebar saluran.
2. Memperlandai dasar saluran dengan mengurangi *slope*, sehingga memperkecil besarnya kecepatan aliran.
3. Dengan jeram (*cascades*), yaitu mekanisme untuk transportasi aliran. Stricklen (1984) mengusulkan *Cascades* digunakan pada kemiringan dasar antara 5%-65% dengan kecepatan di atas 10 m/dt.



Gambar 2.27 Grafik kriteria aliran getar
Sumber: Anonim (2010, p.159)

2.9. Gerusan Lokal

Gerusan lokal pada sistem pelimpah terjadi pada saluran hantar hilir disebabkan oleh aliran yang mempunyai kecepatan yang besar dan mempunyai dasar saluran yang bergerak.

Prinsip dasar dari perhitungan gerusan lokal adalah sebagai berikut :

$$\tau_o = \rho_w g h I \dots\dots\dots (2-48)$$

$$\bar{U} = g I h^2 / 3\nu \dots\dots\dots (2-49)$$

Keterangan :

ρ = Kerapatan air

g = Percepatan gravitasi

D = Diameter butiran

h = Tinggi air

I = Kemiringan dasar saluran

\bar{U} = Kecepatan rata-rata

η = Kekentalan dinamik (diperoleh dari tabel 2.6)

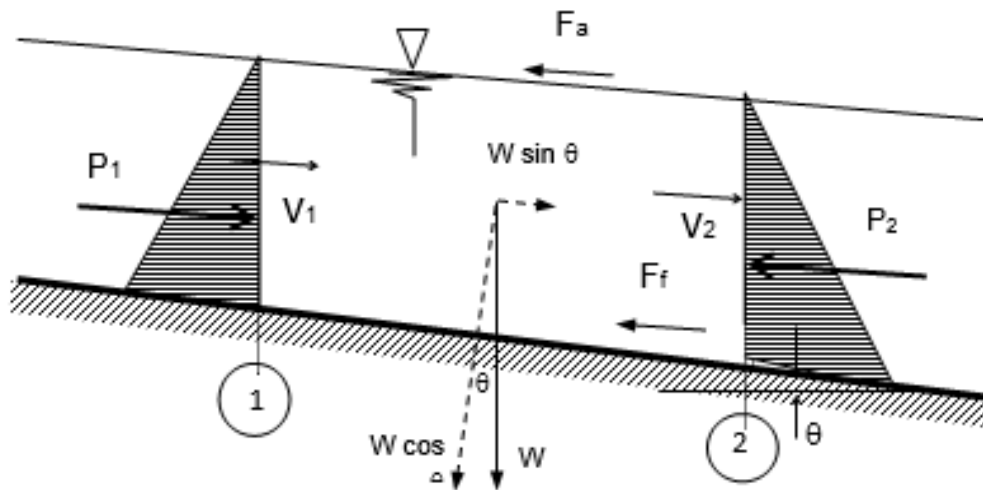
ν = Kekentalan kinematic = η/ρ_w

Tabel 2.6

Fungsi Temperatur Pada Kekentalan

T (C°)	0	5	10	15	20	25	30	35	40
ν ($10^{-6} \text{ m}^2/\text{dt}$)	1,79	1,52	1,31	1,14	1,01	0,90	0,80	0,72	0,65

Sumber : Priyantoro, Dwi (1987, P.6)



Gambar 2.28 Prinsip persamaan momentum

Sumber: Raju (1986, p.10)

Perhitungan gerusan lokal pada bagian hilir dapat juga menggunakan persamaan momentum, dan dilakukan koreksi dengan menggunakan grafik shield untuk menentukan butiran pada tegangan geser ijin. Prinsip dasar pendekatan hitungan dengan prinsip momentum diuraikan sebagai berikut :

$$P_1 - P_2 + W \sin \theta - F_a - \tau_o PL = \beta \cdot \rho \cdot Q (V_1 - V_2) \dots\dots\dots(2-50)$$

dengan :

P_1 = tekanan pada section 1 (kN/m)

P_2 = tekanan pada section 2 (kN/m)

W = berat air (kN/m)

F_a = gesekan akibat tekanan atmosfer (kN/m)

β = koefisien momentum

ρ = masa jenis air (kg/m^3)

Q = debit aliran (m^3/detik)

V_1 = kecepatan pada section 1 (m/detik)

V_2 = kecepatan pada section 2 (m/detik)

τ_o = tegangan geser (N/m)

P = panjang keliling basah (m)

L = panjang section (m)

h = kedalaman air (m)

I = kemiringan saluran

\bar{U} = kecepatan rata-rata (m/s)

Selanjutnya τ_o dibandingkan dengan τ_{cr} yang didapat dari grafik shield dan metode isbach. Jika $\tau_o < \tau_{cr}$ maka butiran dasar tidak bergerak. Sebaliknya jika $\tau_o > \tau_{cr}$, maka butiran dasar bergerak. Nilai τ_{cr} dapat dilihat pada grafik shield berikut.

Perhitungan empirik gerusan setempat dapat menggunakan pendekatan rumus sebagai berikut :

- Rumus Schoklitsch.

$$S = \frac{K.H^{0,2}.q^{0,57}}{D_{90}^{0,32}} - d_m \dots\dots\dots (2-51)$$

- Rumus Veronise.

$$S = (K.He^{0,255}.q^{0,54}) - dm \dots\dots\dots (2-52)$$

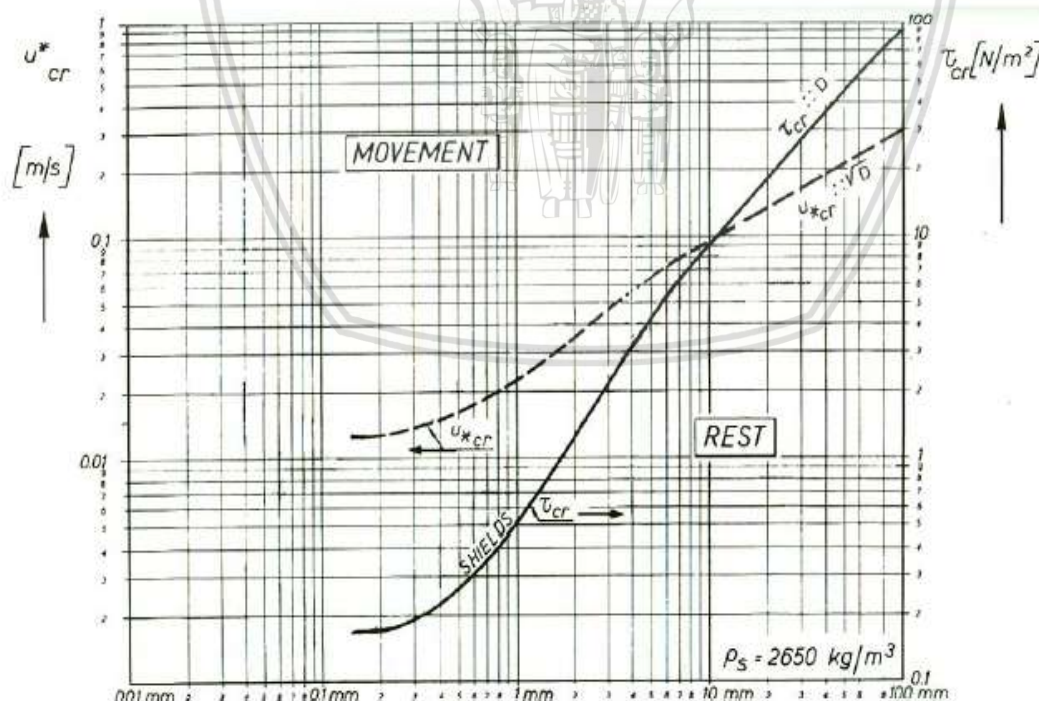
dengan :

S = kedalaman gerusan (*local scouring*) yang terjadi di hilir bangunan

H = jarak vertical antara muka air hulu dengan permukaan air di hilir bangunan

q = debit per satuan lebar ($m^3/detik.m$)

dm = kedalaman aliran di hilir bangunan (m)



Gambar 2.29 Grafik Shield

Sumber: Priyantoro, Dwi (1987, p.28)

2.10. Konstruksi Model

Apabila hasil analisis tidak dapat menetapkan efek pada kapasitas pengeluaran dan dasar sungai di hilir, diperlukan model test untuk penyempurnaan desain. Bangunan pelimpah merupakan struktur yang sangat menentukan dalam aspek keamanan bendungan urugan, sehingga kegagalan pada desain bangunan mempunyai potensi kerusakan yang sangat fatal, untuk itu diperlukan perencanaan yang sangat teliti.

Model fisik hidrolis atau sering disebut sebagai model skala adalah peniruan bangunan prototipe ke dalam suatu model miniatur dengan skala tertentu, dengan memperhatikan prinsip kesebangunan dan hubungan antar skala parameter yang harus dipenuhi. Walaupun tipe bentuk bangunan pelimpah mengikuti standar kriteria desain, kesalahan desain pada bangunan hulu walaupun kecil akan mengakibatkan turbulensi balik bila aliran debit menjadi besar dan hal tersebut akan mempengaruhi aliran di hilir kolam olak. Konsekuensinya pada desain spillway yang sangat besar dengan kapasitas banjir yang besar harus dikerjakan dengan sangat hati-hati. Pada model fisik, terdapat tiga aspek kesamaan yang harus terpenuhi, berikut persyaratan kesamaan model dengan prototipe :

a. Kesamaan Geometri (*Geometric similarity*)

Objek dikatakan memiliki kesamaan geometri jika rasio dari semua dimensi sama. Kesamaan geometri merupakan kesamaan wujud model dengan prototipe dengan rasio skala tertentu. Sebangun geometris, disebut juga dengan sebangun bentuk. Yaitu perbandingan antara ukuran analog prototipe dengan model harus sama besarnya. Perbandingan yang digunakan adalah Panjang, Luas dan Volume.

$$n_L = \frac{\text{ukuran di prototipe}}{\text{ukuran di model}} = \frac{L_p}{L_m} \dots\dots\dots(2-53)$$

semua ukuran pada titik sembarang di model dan prototipe harus mempunyai skala yang sama.

$$\text{skala panjang} \dots \frac{(L_1)_p}{(L_1)_m} = \frac{(L_2)_p}{(L_2)_m} = n_L \dots\dots\dots(2-54)$$

$$\text{skala luas} \dots\dots\dots \frac{(A_1)_p}{(A_1)_m} = \frac{(L_2^2)_p}{(L_2^2)_m} = n_L^2 \dots\dots\dots(2-55)$$

$$\text{skala volume} \dots \frac{(V_1)_p}{(V_1)_m} = \frac{(L_2^3)_p}{(L_2^3)_m} = n_L^3 \dots\dots\dots(2-56)$$

Sebangun geometrik sempurna tidak selalu mudah dicapai, sehingga kekasaran permukaan dari model yang kecil tidak mungkin merupakan hasil dari skala model, tetapi hanya dibuat permukaan yang lebih licin daripada prototipe.

b. Kesamaan Kinematis (*Kinematic similarity*)

Sebangun kinematis, yaitu sebangun gerakan. Perbandingan yang digunakan adalah Waktu, Kecepatan dan Debit. Kesamaan kinematis merupakan kesamaan gerakan, mencakup arah pergerakan air (*vector quantity*) dan faktu waktu. Pergerakan suatu partikel dikatakan memiliki kesamaan kinematis jika pola atau jalan pergerakan suatu partikel memenuhi kesamaan geometri (*Geometric similarity*), dan rasio dari kecepatan partikel yang terkait adalah sama.

$$\text{skala kecepatan.. } \frac{v_p}{v_m} = \frac{L_p/T_p}{L_m/T_m} = \frac{n_L}{n_T} \dots\dots\dots(2-57)$$

$$\text{skala percepatan } \frac{a_p}{a_m} = \frac{L_p/T_p^2}{L_m/T_m^2} = \frac{n_L}{n_T^2} \dots\dots\dots(2-58)$$

$$\text{skala debit..... } \frac{Q_p}{Q_m} = \frac{L_p^3/T_p}{L_m^3/T_m} = \frac{n_L^3}{n_T^2} \dots\dots\dots(2-59)$$

c. Kesamaan dinamis (*Dynamic similarity*)

d. Kesebangunan dinamik, yaitu kesebangunan gaya-gaya yang terjadi bila gerakannya sebangun kinematis, dan rasio dari massa yang bergerak serta gaya penyebabnya sudah homolog besarnya. Suatu pergerakan dikatakan memiliki kesamaan dinamis jika rasio masa dari objek yang bergerak adalah sama, dan rasio dari gaya yang mempengaruhi pergerakan adalah sama.

$$n_F = \frac{(F_1)_p}{(F_1)_m} = \frac{(F_2)_p}{(F_2)_m} \dots\dots\dots(2-60)$$

Definisi dari skala model adalah ratio antara nilai masing-masing parameter yang ada di prototipe dengan nilai masing-masing parameter yang ada di model. Prinsip pembuatan skala adalah membentuk kembali masalah yang ada di prototipe dengan suatu angka pembanding. Sehingga kejadian (fenomena) yang ada di model sebangun dengan kondisi di prototipe.

Ada dua jenis skala model fisik hidrolika, yaitu skala model sama (*undistorted model*) dan skala model yang tidak sama (*distorted model*). Skala model sama adalah skala yang dipakai dalam pembuatan model dimana perbandingan skala mendatar dan skala tegak

adalah sama, sedangkan skala model yang tidak sama adalah perbandingan antara skala mendatar dan skala tegak yang tidak sama.

Hubungan skala (scale relations) yang digunakan untuk pembuatan/ perencanaan model fisik dibedakan menjadi dua kelompok (de Vries, 1977:28):

- a. *Scale Law* : adalah hubungan antar skala parameter yang harus dipenuhi (dalam hal ini adalah roughnes condition dan Froude condition)
- b. *Scale Condition* : adalah hubungan antar skala parameter yang harus dipenuhi untuk menghindari scale effects (dalam hal ini adalah kriteria kesebangunan)

Hubungan antara model dan prototipe dipengaruhi oleh hukum-hukum sifat sebangun hidrolika. Perbandingan antara prototipe dan model disebut dengan skala model. Dalam merencanakan suatu model terdapat sifat-sifat kesebangunan model, yang amat menentukan ketelitian model tersebut. Bangunan yang memerlukan model test adalah sebagai berikut :

- Tipe Bangunan Pelimpah dan Lokasinya

Pemilihan lokasi dan tipe bangunan pelimpah yang paling menguntungkan perlu ditinjau terhadap hidrologi dan ekonomi. Namun apabila secara teoritis sulit dijelaskan maka diperlukan pembuktian secara teknis melalui model dan modifikasinya.

- Memastikan kapasitas bangunan pelimpah

Pada beberapa kasus akan terjadi perubahan pola aliran karena perubahan debit sehingga membahayakan bangunan. Pada aliran yang melalui conduit harus betul-betul mendapatkan perhatian yang serius karena adanya kecenderungan perubahan kondisi hidrologi secara tiba-tiba mengakibatkan kenaikan debit.

Faktor desain yang perlu diperhatikan terutama bagian pemasukan dan tata letaknya, penampang melintang dan konfigurasi tampak atas, bagian transisi dari bangunan pengeluaran. Faktor tersebut perlu ditinjau melalui pengujian dan penyelidikan.

- Pemilihan tata letak saluran peluncur bangunan pelimpah dan tampang melintangnya

Bagian aliran cepat pada saluran peluncur sedapat mungkin harus dibuat lurus. Namun demikian apabila ditinjau kondisi lapangan dan ekonomi harus dibuat lengkung maka perlu dibuat model untuk menjamin keamanan.

- Penyelidikan rejim aliran hilir dan usaha-usaha perlindungannya

Penyelidikan dilaksanakan untuk mengetahui pengaruh perusan dan tekanan arus di hilir bangunan pelimpah. Setelah penyelidikan dilaksanakan kemudian ditetapkan usaha perlindungan bila diperlukan.

2.10.1. Skala Model

Apabila hubungan antar skala dan kesebangunan telah dipenuhi, maka sebelum menetapkan besaran skala yang akan digunakan terlebih dahulu harus memperhatikan tingkat ketelitian. Skala model yang digunakan dalam pengujian ini didasarkan pada beberapa pertimbangan berikut :

- Tujuan dari pengujian
- Ketelitian yang diharapkan
- Fasilitas yang tersedia di laboratorium
- Waktu dan biaya yang tersedia

Hasil dari model fisik hidraulik yang diperoleh dari suatu pengukuran mempunyai dua macam kesalahan yaitu (Yuwono, 1996, p.25):

- Kesalahan sistematis (*systematical errors*)
- Kesalahan stokastik (*stochastic errors*)

Kesalahan sistematis dapat diperkecil dengan cara melakukan kalibrasi peralatan sebelum digunakan. Sedangkan kesalahan stokastik besarnya sangat tergantung dengan peralatan yang dipakai. Kesalahan biasanya diwujudkan dalam bentuk prosentase (%) dari hasil pengukuran. Kesalahan tersebut utamanya diakibatkan oleh instrumentasi yang digunakan. Untuk memproses analisa kesalahan ini dipergunakan. Untuk mengurangi kesalahan ini perlu dilakukan pemilihan alat atau instrumen yang sesuai pada percobaan yang sedang dilakukan. Dalam menganalisis perambatan kesalahan pada suatu peralatan ke hasil penelitian dapat dilakukan analisis statistik yaitu menggunakan metode statistik yaitu dengan : *Quadratic Error Propagation*. Untuk memproses analisa kesalahan ini dipergunakan cara statistik yaitu dengan persamaan:

$$\begin{aligned}
 z &= f(x,y) \\
 x,y &= \text{stochastic independent variable and normal distribution} \\
 \sigma_z^2 &= \sigma_x^2 \left(\frac{\partial \varepsilon}{\partial x} \right)^2 + \sigma_y^2 \left(\frac{\partial \varepsilon}{\partial y} \right)^2 \dots\dots\dots (2-61)
 \end{aligned}$$

Misalkan percobaan yang diteliti adalah hubungan antara variabel z , x , dan y sebagai berikut ini:

$$\begin{aligned}
 Z &= a x^b y^c \\
 \sigma_z^2 &= \sigma_x^2 (a b x^{b-1} y^c)^2 + \sigma_y^2 (a x^b c y^{c-1})^2 \\
 r_z &= \sigma_z / z \\
 r_x &= \sigma_x / x \\
 r_y &= \sigma_y / y
 \end{aligned}$$

$$(r_z)^2 = b^2(r_x)^2 + c^2(r_y)^2 \dots\dots\dots(2-62)$$

Dari persamaan ini dapat ditentukan ketelitian z apabila kesalahan relatif x dan y dapat ditentukan. Sesuai dengan permasalahan bangunan yang dimodelkan berupa *side channel spillway*, maka variabel yang terpenting adalah debit yang melewati dan tinggi air di atas bangunan tersebut. Berdasarkan hal tersebut tingkat ketelitian dapat ditentukan dengan persamaan (2-27). Apabila kesalahan relatif debit (x) dan tinggi air (y) diketahui, maka dari persamaan (2-27) tersebut ketelitian z dapat ditentukan.

Untuk suatu bangunan pelimpah, analisa tinggi aliran di atas pelimpah dapat digunakan untuk menentukan skala model dengan penjabaran sebagai berikut (J.J. Sharp, 1986) :

$$H_e = H - k_h \dots\dots\dots(2-63)$$

dengan :

H_e = tinggi efektif air di atas pelimpah (m)

H = tinggi air di atas pelimpah (m)

k_h = kehilangan tinggi

= 0.457 mm untuk pelimpah mercu bulat (menurut Russel)

Debit aliran persatuan lebar di atas pelimpah dengan mempertimbangkan kedua ketinggian air tersebut adalah :

$$q_1 = C.H^{3/2} \dots\dots\dots(2-64)$$

$$q_2 = C.H_e^{3/2} \dots\dots\dots(2-65)$$

Penyelesaian persamaan (2-53) dan (2-54) berdasarkan kontinuitas aliran menghasilkan :

$$\frac{\Delta q}{q} = 1 - \left\{ \frac{H_e}{H} \right\}^{3/2} \dots\dots\dots(2-67)$$

dalam hal ini $\frac{\Delta q}{q}$ adalah rasio perbedaan yang diharapkan (ketelitian yang diharapkan).

2.10.2. Hukum Kesesuaian Model

Pada uji model fisik terdapat kriteria kesesuaian yang harus dipenuhi, berikut merupakan kriteria yang harus terpenuhi :

a. *Euler Law*

Merupakan turunan dari konsep kekekalan energi dan momentum, dan merupakan prinsip dasar hubungan antara kecepatan dan tekanan. Hukum ini menerapkan persamaan Euler. Dimana bilangan Euler pada model dan prototipe harus sama.

$$E = \frac{V}{\sqrt{2\Delta p/\rho}} \dots\dots\dots (2-68)$$

Keterangan :

E = Bilangan Euler

V = Kecepatan

P = tekanan

ρ = massa jenis air

Pada hukum ini, menerapkan kesamaan kinematik (kecepatan) dengan pengaruh gaya gravitasi dan tegangan permukaan dianggap tidak ada. Berikut merupakan rasio model dengan prototipe menggunakan hukum Euler :

$$\frac{V_p}{V_m} = \frac{(\rho_p g h_p)^{1/2}}{(\rho_m g h_m)^{1/2}} = \frac{\rho_p^{1/2}}{\rho_m^{1/2}} = x^{1/2} \dots\dots\dots (2-69)$$

b. *Froude Law*

Pada *Froude Law*, gravitasi merupakan faktor yang dominan pada pergerakan suatu zat cair pada aliran bebas. Pada hukum ini bilangan Froude (persamaan 2.17) pada model dan prototipe harus sama. Berikut merupakan turunan dari persamaan Froude :

$$\frac{V_p}{V_m} = \frac{(g L_p)^{1/2}}{(g L_m)^{1/2}} = x^{1/2} \dots\dots\dots (2-70)$$

c. *Reynolds Law*

Pada *Reynold Law*, rasio model dan prototipe diturunkan berdasarkan persamaan Reynold, dimana keadaan aliran, berdasarkan bilangan Reynold pada model dan prototipe harus sama. Berikut persamaan Reynold :

$$R = \frac{VL}{\nu} \dots\dots\dots (2-71)$$

Keterangan :

R = Bilangan Reynold

V = Kecepatan

L = Kedalaman aliran

ν = Kekentalan kinematik

Reynold Law mempertimbangkan kecepatan, kedalaman aliran, dan kekentalan aliran, namun pada umumnya pada uji model fisik di Indonesia kekentalan kinematik pada

prototipe dan model dianggap sama (diabaikan), karena suhu pada prototipe dan model relative sama . Berikut merupakan turunan rasio model berdasarkan bilangan Reynold:

$$\frac{V_p}{V_m} = \frac{v_p L_m}{v_m L_p} = \frac{1}{x} \dots\dots\dots(2-72)$$

d. *Weber Law*

Merupakan penurunan berdasarkan persamaan Weber, dimana pada persamaan ini mempertimbangkan tegangan permukaan pada model dan prototipe, berikut merupakan persamaan Weber :

$$W = \frac{V}{\sqrt{\sigma/L}} \dots\dots\dots(2-73)$$

Keterangan :

V = Kecepatan aliran

σ = Tegangan Permukaan

L = kedalaman aliran

Berikut penurunan rasio model dengan prototipe menggunakan persamaan Weber;

$$\frac{V_p}{V_m} = \frac{\sigma_p^{1/2} \rho_m^{1/2} L_m^{1/2}}{\sigma_m^{1/2} \rho_p^{1/2} L_p^{1/2}} = \frac{\sigma_p^{1/2} \rho_m^{1/2}}{\sigma_m^{1/2} \rho_p^{1/2}} \frac{1}{x^{1/2}} \dots\dots\dots(2-62)$$

Untuk penurunan rasio model dan prototipe dirangkum pada tabel 2.7.

Tabel 2.7
Rasio Model

Characteristic	Dimension	Scale ratio for the laws of			
		Froude	Reynolds	Weber	Cauchy
Force characteristic		Gravity	Viscosity	Surface tension	Elasticity
Length	L	L_R	L_R	L_R	L_R
Area	L^2	$(L_R)^2$	$(L_R)^2$	$(L_R)^2$	$(L_R)^2$
Volume	L^3	$(L_R)^3$	$(L_R)^3$	$(L_R)^3$	$(L_R)^3$
Kinematic properties					
Time	T	$[(L\rho/\gamma)_R]^{1/2}$	$(L^2\rho/\mu)_R$	$[(L^3\rho/\sigma)_R]^{1/2}$	$[L(\rho/K)^{1/2}]_R$
Velocity	L/T	$(L\gamma/\rho)_R$	$\mu/L\rho)_R$	$[(\sigma/L\rho)_R]^{1/2}$	$[(K/\rho)^{1/2}]_R$
Acceleration	L/T^2	$(\gamma/\rho)_R$	$(\mu^2/\rho^2 L^3)_R$	$(\sigma/L^2\rho)_R$	$(K/L\rho)_R$
Discharge	L^3/T	$[L^{3/2}(\gamma/\rho)^{1/2}]_R$	$(L\mu/\rho)_R$	$[L^{3/2}(\sigma/\rho)^{1/2}]_R$	$[L^2(K/\rho)^{1/2}]_R$
Kinematic viscosity	L^2/T	$[L^{3/2}(\gamma/\rho)^{1/2}]_R$	$(\mu/\rho)_R$	$[(L\sigma/\rho)_R]^{1/2}$	$[L(K/\rho)^{1/2}]_R$
Dynamic properties					
Mass	M	$(L^3\rho)_R$	$(L^3\rho)_R$	$(L^3\rho)_R$	$(L^3\rho)_R$
Force	ML/T^2	$(L^2\gamma)_R$	$(\mu^2/\rho)_R$	$(L\sigma)_R$	$(L^2K)_R$
Density	M/L^3	ρ_R	ρ_R	ρ_R	ρ_R
Specific weight	M/L^2T^2	γ_R	$(\mu^2/L^3\rho)_R$	$(\sigma/L^2)_R$	$(K/L)_R$
Dynamic viscosity	M/LT	$[L^{3/2}(\rho\gamma)^{1/2}]_R$	μ_R	$[(L\rho\sigma)_R]^{1/2}$	$[L(K\rho)^{1/2}]_R$
Surface tension	M/T^2	$(L^2\gamma)_R$	$(\mu^2/L\rho)_R$	σ_R	$(LK)_R$
Volume elasticity	M/LT^2	$(L\gamma)_R$	$(\mu^2/L^2\rho)_R$	$(\sigma/L)_R$	K_R
Pressure intensity	M/LT^2	$(L\gamma)_R$	$(\mu^2/L^2\rho)_R$	$(\sigma/L)_R$	K_R
Momentum impulse	ML/T	$[L^{3/2}(\rho\gamma)^{1/2}]_R$	$(L^2\mu)_R$	$[L^{3/2}(\rho\sigma)^{1/2}]_R$	$[L^2(K\rho)^{1/2}]_R$
Energy and work	ML^2/T^2	$(L^2\gamma)_R$	$(L\mu^2/\rho)_R$	$(L^2\sigma)_R$	$(L^2K)_R$
Power	ML^2/T^3	$(L^{3/2}\gamma^{3/2}/\rho^{1/2})_R$	$(\mu^3/L\rho^2)_R$	$[\sigma^{3/2}(L/\rho)^{1/2}]_R$	$(L^2K^{2/3}/\rho^{1/2})_R$

Sumber: French (1986, p.637)

2.10.3. Data yang Diperlukan untuk *Model Test*

Pada umumnya data berikut ini diperlukan meskipun beberapa diantaranya perlu dimodifikasi, tergantung pada masalah spesifik yang memerlukan model test untuk memperjelas. Berikut data yang diperlukan untuk uji model test :

- 1) Data Hidrologi
- 2) Tata letak bangunan bendungan.

Rencana yang menunjukkan posisi bendungan, bangunan pelimpah dan saluran bawah (*tailrace*) dan situasi yang menunjukkan hubungan secara umum bangunan baik di bagian hulu maupun hilir

- 3) Gambar detail bangunan bendungan.
- 4) Gambar detail bangunan pelimpah.

Kesemuanya ini diperlukan untuk mengecek perhitungan hidrologi dan skala model.

- 5) Data bangunan pelimpah (terutama digunakan untuk perhitungan hidrologi dan skala model).
- 6) Potongan penampang melintang dan penampang memanjang serta peta situasi bagian hilir. Hal ini diperlukan untuk membuat skala model di daerah hilir.
- 7) Peta struktur geologi di daerah sekeliling bangunan pengeluaran dan bangunan pelimpah.
- 8) Kendala dilapangan untuk bangunan pelimpah dan tipe peredam
- 9) Data lain yang diperlukan.

2.10.4. Evaluasi Hasil Uji

Hasil uji dievaluasi berdasarkan pertimbangan sifat-sifat fisik yang telah diabaikan, perbedaan kondisi kritis antara skala model dan situasi sebenarnya dan ketepatan dari pengukuran-pengukuran yang terjadi pada saat pelaksanaan simulasi.

Analogi Froude diterapkan di dalam pengujian pengungan pelimpah mencakup perubahan yang diakibatkan oleh viscositas, yakni semua gaya gempa diabaikan kecuali gaya berat. Konsekuensinya dari berbagai fenomena hidrologi, semua faktor bisa diselesaikan melalui uji model. Sedangkan yang tidak bisa harus diidentifikasi secara tepat dan nilai koreksinya. Evaluasi dilakukan dengan melihat hasil uji fisik apakah keadaan kondisi aliran sesuai dengan kriteria hidrolika yang berlaku, apabila tidak sesuai maka akan dilakukan modifikasi model hingga diperoleh keadaan aliran yang memenuhi kriteria hidrolika.

Hasil pengukuran tersebut sangat bermanfaat, namun bila akan diterapkan untuk dasar desain harus hati-hati walaupun pengukuran yang digunakan tidak perlu diragukan. Hasil test tersebut bukan merupakan solusi secara keseluruhan terhadap fenomena yang akan terjadi.

2.11. Penjabaran Besaran Skala Model Tanpa Distorsi (*Undistorted*)

2.11.1. Kecepatan Aliran (*nV*)

Untuk aliran dengan muka air bebas dimana gaya gravitasi dominan, maka kecepatan aliran dihitung dengan angka Froude (Bambang Triatmotjo, 2015, p.179)

$$F_r = \frac{v}{(g h)^{1/2}} \dots\dots\dots(2-63)$$

dengan :

v = kecepatan aliran (m/det)

g = percepatan gravitasi (9,81 m/det²)

h = kedalaman aliran (m)

Angka Froude pada model dan prototipe harus sama (*Scale Law*), maka nilai $(Fr)_p = (Fr)_m$, ini merupakan kriteria kesamaan pola aliran.

Skala bilangan Froude dirumuskan : $Fr_r = \frac{(Fr)_p}{(Fr)_m} = 1$, selanjutnya skala kecepatan aliran

dapat dijabarkan sebagai berikut:

$$\left[\frac{v}{(g h)^{1/2}} \right]_p = \left[\frac{v}{(g h)^{1/2}} \right]_m$$

$$\frac{v_p}{(g_p h_p)^{1/2}} = \frac{v_m}{(g_m h_m)^{1/2}} \rightarrow \frac{v_p}{v_m} = \frac{g_p}{g_m} \cdot \left(\frac{h_p}{h_m} \right)^{1/2}$$

$$V_r = g_r \cdot (H_r)^{1/2} \dots\dots\dots(2-64)$$

karena $g_p = g_m$, maka :

$$v_r = H_r^{1/2} \dots\dots\dots(2-65)$$

2.11.2. Waktu Aliran (*nt*)

Waktu tempuh aliran adalah lama berlangsungnya aliran untuk menempuh suatu jarak dengan kecepatan tertentu, berikut merupakan persamaan waktu aliran :

$$\text{waktu (t)} = \frac{\text{jarak (L)}}{\text{kecepatan (v)}} \dots\dots\dots(2-66)$$

Karena skala kecepatan model $V_r = H_r^{1/2}$, maka diperoleh skala waktu untuk model undistorsi sebagai berikut:

$$t_r = \frac{L_r}{V_r}$$

$$t_r = \frac{L_r}{H_r^{1/2}}$$

$$t_r = H_r^{1/2} \dots\dots\dots (2-67)$$

2.11.3. Debit Aliran (nQ)

Rumus kontinuitas aliran : $Q = v \cdot A$, dengan A = luas penampang basah ($A=L \cdot h$).

Dengan memperhatikan hubungan :

$$Q_r = v_r \cdot A_r$$

$$v_r = H_r^{1/2}$$

$$A_r = L_r \cdot H_r \dots\dots\dots (2-68)$$

maka untuk model skala distorsi diperoleh :

$$Q_r = L_r \cdot (H_r)^{3/2} \dots\dots\dots (2-69)$$

2.11.4. Koefisien Chezy dan Meaning

2.11.4.1. Koefisien Chezy

Untuk suatu penampang yang lebar: $v = C (h \cdot I)^{1/2}$ (Triatmodjo, 1996, p.180), maka:

$$n_v = n_c \cdot (n_L)^{1/2} (n_I)^{1/2}$$

$$n_I = n_L / n_L = 1, \text{ maka}$$

$$n_L^{1/2} = n_c \cdot (n_L)^{1/2} \cdot 1$$

$$n_c = (n_L / n_L)^{1/2}$$

$$n_c = 1 \dots\dots\dots (2-70)$$

2.11.4.2. Koefisien Meaning

Rumus Manning pada saluran dengan penampang lebar adalah (Triatmodjo, 1996, p.180):

$$v = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

$$n_I = n_A / n_L = n_L$$

$$n_I = n_A / n_L = 1, \text{ maka:}$$

$$n_v = (1 / n_n) \cdot n_I^{2/3} \cdot I$$

$$\begin{aligned}
 n_L^{1/2} &= (1/n_n) \cdot n_I^{2/3} \\
 n_n &= (n_I^{2/3} / n_L^{2/3}) \\
 n_n &= n_L^{1/6} \dots\dots\dots (2-71)
 \end{aligned}$$



BAB III METODOLOGI

3.1. Fasilitas Pengujian

Pelaksanaan kegiatan uji model fisik hidraulika pada Laboratorium Sungai dan Rawa jurusan Teknik Pengairan Fakultas Teknik Universitas Brawijaya Malang, tentu memerlukan alat alat pendukung percobaan model, berikut fasilitas yang tersedia pada Laboratorium Sungai dan Rawa :

- Pompa, Pada Laboratorium Sungai dan Rawa tersedia 8 buah pompa yang terdiri dari 2 pompa disel dan 6 pompa listrik. Kemampuan pompa maksimal untuk mengalirkan debit (jika semua pompa bekerja) yaitu 215 l/dt. Pada pengujian model bendungan Pasuruhan ini, terdapat kerusakan pada pompa listrik sehingga kemampuan maksimal pompa yaitu 125 l/dt. Untuk spesifikasi pompa terdapat pada tabel 3.1.

Tabel 3.1

Data fasilitas pompa pada Laboratorium Sungai dan Rawa

Jumlah Pompa	Merek Pompa	Kemampuan Liter/dt	Jenis Pompa	Kriteria pompa
1	Low we	50	pompa listrik	besar
2	Low we	10	pompa listrik	kecil
2	Grunpus kecil	10	pompa listrik	kecil
1	Ayax	50	pompa listrik	besar
1	Dong feng	60	pompa diesel	besar
1	Yan mar	15	pompa diesel	kecil

Sumber : Data Laboratorium Sungai dan Rawa Jurusan Teknik Pengairan Fakultas Teknik Universitas Brawijaya

- Kolam Penampung Air (Tandon), Berfungsi untuk menampung air yang berasal dari pompa, tampungan dari tandon selanjutnya akan dialirkan melalui bangunan ukur ambang tipis yaitu *Rechbox*, dengan ketebalan 5 mm dan tinggi 131 cm. Lebar *Rechbox* yang digunakan pada laboratorium sungai dan rawa yaitu 40 cm dan 80 cm. Bangunan ukur ini berfungsi untuk mengatur debit yang dialirkan pada model agar sesuai dengan debit model.

- Sipat Datar (*Water Pass*), Alat yang digunakan untuk mengukur elevasi, alat ini digunakan saat pembuatan model dan saat pengujian model. Saat pembuatan model, alat ini untuk menentukan elevasi model, dan saat pengujian model bangunan, alat ini digunakan untuk mengukur elevasi muka air yang terjadi. Pada uji model jenis *Waterpass* yang digunakan yaitu Topcon AT - B4.
- *Theodolite*, Alat ini digunakan untuk mengukur sudut, alat ini digunakan saat pembuatan model yaitu untuk menentukan besar sudut antara As Bendungan Utama dengan saluran samping. Jenis *Theodolite* yang digunakan pada uji model ini yaitu DT 209 L.
- Bak Ukur, Berfungsi sebagai alat ukur acuan yang diukur menggunakan sipat datar (*Waterpass*). Pada alat ini terdapat tabung kecil berisi air dan gelembung udara untuk menegakkan alat saat pengukuran.
- Meteran Taraf (*Point Gauge*), merupakan alat yang digunakan untuk mengukur tinggi muka air. Pada pengujian model ini, jumlah *Point Gauge* yang digunakan sebanyak 3. Alat ini diletakkan pada *Rechbox* untuk mengetahui tinggi air untuk perhitungan berapa debit *outflow*, model pelimpah samping untuk mengetahui tinggi air di atas pelimpah, dan pada *Tail Water Level*.
- Tabung Pitot (*Pitot Tube*), Alat ukur yang digunakan untuk mengukur kecepatan air, pada alat ukur ini terdapat dua selang pitot yang berisi cairan warna. Pada saat pengukuran terdapat perbedaan tinggi di kedua selang pitot, perbedaan tinggi tersebut digunakan untuk perhitungan kecepatan pada air.
- Tali dan Kayu, Alat ini digunakan untuk mengetahui arah aliran pada model. Kayu dipasang melintang di atas saluran, di kayu tersebut di ikatkan tali yang sejajar dengan saluran, selanjutnya tali tersebut diamati bagaimana pergerakannya.
- *Pizometer*, Merupakan alat yang digunakan untuk mengukur tinggi tekan. Alat ini dipasang pada setiap *section* model yang telah ditentukan. Pada saat pengukuran, selang *Pizometer* terdapat beda tinggi tekan, perbedaan tersebut yang digunakan untuk mengukur tinggi tekan pada saluran.
- *Net* (Jaring-Jaring), Alat yang digunakan untuk memetakan bagaimana gerusan yang terjadi pada model sungai. Alat ini terbuat dari kayu pada bagian sisinya dan tengahnya terdapat jaring jaring yang saling memotong tegak lurus membentuk bersegi. Ukuran dari alat ini yaitu 150 cm x 70 cm dengan ukuran kotak 10 cm x 10 cm.

- Model Bangunan, Model yang di uji pada laboratorium yaitu model Bendungan Pasuruhan dengan skala undistorted, besar skala yang digunakan yaitu 1 : 60. Pada pengujian ini, model bangunan yang digunakan untuk pengujian yaitu Pelimpah Samping, Saluran Samping, saluran Transisi, saluran Peluncur dan Kolam Olak (stiling basin). Untuk ukuran bangunan model yang digunakan tersedia pada tabel 3.2.

Tabel 3.2

Besaran Ukuran Model

Deskripsi	Prototipe (m)	Rasio	Model (cm)	Elevasi
1. Bendungan Utama				
Tinggi Tubuh Bendung	28.5	1 : 60	47.5	252.50
Lebar puncak	6.00	1 : 60	10.00	
2. Pelimpah				
Tinggi ambang pelimpah	3.00	1 : 60	5.00	245.00
Lebar pelimpah	80.00	1 : 60	133.33	
3. Saluran Samping				
Lebar saluran hulu	35.00	1 : 60	58.33	
Lebar saluran hilir	50.00	1 : 60	83.33	230.50
Panjang saluran	80.00	1 : 60	133.33	229.50
4. Saluran Transisi				
Panjang saluran	165.00	1 : 60	275	
Lebar saluran hulu	50.00	1 : 60	83.33	232.79
Lebar saluran hilir	40.00	1 : 60	66.67	232.79
5. Saluran Peluncur				
Panjang saluran	163.56	1 : 60	272.60	
Lebar saluran hulu	40.00	1 : 60	66.67	234.79
Lebar saluran hilir	40.00	1 : 60	66.67	218.00
6. Peredam Energi				
Panjang saluran	45.50	1 : 60	75.83	218.00
Lebar saluran	40.00	1 : 60	66.67	220.00

Sumber : Data Konsultan yang diskalakan model

3.2. Skala Model

Dalam penentuan skala model yang akan digunakan pada kajian hidraulika, terdapat beberapa pertimbangan dalam penentuan besaran skala model. Berikut merupakan pertimbangan dalam penentuan skala model :

- Tingkat kesalahan relatif model (tingkat kesalahan relatif maksimal 10%)
- Fasilitas yang tersedia untuk pengujian model yaitu : kemampuan pompa untuk mengalirkan debit maksimal yang dialirkan (debit kiamat : Q_{PMF}) pada model,

tampungan dan ketersediaan air untuk dialirkan saat pengujian model, dan ketersediaan ruang untuk pengujian model.

c. Waktu dan biaya yang tersedia.

Jenis skala yang digunakan pada saat uji model fisik bendungan Pasuruhan yaitu skala *Undistorted*. Berikut penentuan besar skala model pada pengujian model fisik bendungan Pasuruhan.

- Ketelitian Model

Tingkat kesalahan maksimal pada model yang diijinkan yaitu 10 %. Berikut perhitungan kesalahan relatif pada penentuan H.

$$\frac{\Delta q}{q} = 1 - \left\{ \frac{H_e}{H} \right\}^{3/2} \dots\dots\dots(3-1)$$

Keterangan :

$\Delta q/q$ = Kesalahan yang diizinkan

H_e = tinggi efektif air di atas pelimpah (m)

H = tinggi air di atas pelimpah (m)

k_h = kehilangan tinggi

= 0.457 mm untuk pelimpah mercu bulat (menurut Russel)

Perhitungan :

$$10\% = 1 - \left\{ \frac{H-0,457}{H} \right\}^{3/2}$$

$$H = 6,737 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Skala model } Lr &= \frac{H}{Hd_{Q_{2th}}} \\ &= \frac{6,737}{2090} \\ &= \frac{1}{310,209} \end{aligned}$$

Maka besaran skala maksimal yang bisa digunakan untuk pengujian model fisik bendungan Pasuruhan dengan kesalahan relatif maksimal sebesar 10% yaitu 1 : 310. Berikut tabel hubungan kesalahan relatif dengan besaran skala model yang digunakan pada tabel 3.3.

Tabel 3.3
Kesalahan Relatif pada Skala Model

No.	Tingkat kesalahan yang diijinkan di model	Tingkat ketelitian model fisik hidraulik	Asumsi kehilangan tinggi tekan di model	Perhitungan trial & error	Persyaratan tinggi air di atas ambang pelimpah minimum di model	Tinggi air di atas ambang pelimpah prototipe Q_{2th}	Rasio skala model	Skala model
	$e = \Delta q/q$	$1 - e$	k_h	$\{(H - k_h)/H\}^{3/2}$	H (hasil <i>trial</i>)	H	$1 : n$	n
(1)	(%)	(%)	(mm)	(mm)	(mm)	(m)		
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
1	1.00	99.00	0.457	0.990	68.432	2.090	0.0327	30.54
2	2.00	98.00	0.457	0.980	34.152	2.090	0.0163	61.20
3	3.00	97.00	0.457	0.970	22.732	2.090	0.0109	91.94
4	4.00	96.00	0.457	0.960	17.022	2.090	0.0081	122.78
5	5.00	95.00	0.457	0.950	13.594	2.090	0.0065	153.74
6	6.00	94.00	0.457	0.940	11.308	2.090	0.0054	184.82
7	7.00	93.00	0.457	0.930	9.676	2.090	0.0046	215.99
8	8.00	92.00	0.457	0.920	8.452	2.090	0.0040	247.29
9	9.00	91.00	0.457	0.910	7.499	2.090	0.0036	278.69
10	10.00	90.00	0.457	0.900	6.737	2.090	0.0032	310.21

Sumber : Perhitungan

pada uji model ini berikut perhitungan kesalahan pada skala 1 : 60 megunakan persamaan (2.30). ketersediaan ruang yang ada maka diambil skala model sebesar 1:60. Dengan menggunakan skala 1:60 maka kesalahan relatif dan tinggi muka air pada pelimpah:

$$\frac{310,209}{60} = \frac{0,1}{x}$$

$$x = \frac{0,1 \times 60}{310,209} = 0,019 ; KR = 1,96\%$$

Karena ketelitian tersebut memenuhi syarat ketelitian (<10%) maka skala 1:60 diterima.

- Debit Kemampuan Laboratorium

Pada pada Laboratorium Sungai dan Rawa jurusan Teknik Pengairan Fakultas Teknik Universitas Brawijaya, kemampuan maksimal untuk mengalirkan debit yaitu 215 l/detik (apabila semua pompa bekerja). Pada pengujian model bendungan Pasuruhan ini, terdapat kerusakan pada pompa listrik sehingga kemampuan maksimal pompa yaitu 125 l/dt. Debit prototype maksimal yang digunakan untuk pengujian model bendungan pasuruhan (Q_{PMF}) yaitu 2888,88 m³/detik. Berikut tabel debit prototype maksimal yang untuk pengujian model Bendungan Pasuruhan yang disajikan pada tabel 3.4.

Tabel 3.4
Debit model maksimal (Q_{PMF})

No.	Skala	Q_{PMF} model l/dt
[1]	[2]	[3]
1	10	9135.409
2	20	1614.927
3	30	586.037
4	40	285.482
5	50	163.419
6	60	103.598
7	70	70.467
8	80	50.466
9	90	37.594
10	100	28.889

Sumber : Perhitungan

Skala model terbesar yang bisa digunakan untuk mengalirkan/pengujian Q maksimal (Q_{PMF}) adalah 1:60, karena kemampuan pompa untuk mengalirkan debit. Pemilihan model untuk pengujian model bendungan Pasuruhan yang yang sesuai, yang dapat digunakan disajikan pada tabel 3.5.

Tabel 3.5
Skala Model yang dapat digunakan

No.	Skala	QPMF model l/dt	Kesalahan relatif %	Kemampuan Pompa	Ketelitian Model
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]
1	10	9135.409	0.33	Tidak Memenuhi	Memenuhi
2	20	1614.927	0.66	Tidak Memenuhi	Memenuhi
3	30	586.037	0.98	Tidak Memenuhi	Memenuhi
4	40	285.482	1.31	Tidak Memenuhi	Memenuhi
5	50	163.419	1.64	Tidak Memenuhi	Memenuhi
6	60	103.598	1.96	Memenuhi	Memenuhi
7	70	70.467	2.29	Memenuhi	Memenuhi
8	80	50.466	2.61	Memenuhi	Memenuhi
9	90	37.594	2.94	Memenuhi	Memenuhi
10	100	28.889	3.26	Memenuhi	Memenuhi

Sumber : Perhitungan

Dari tabel 3.5 , skala terbesar yang dapat digunakan untuk pengujian model bendungan pasuruhan yaitu 1:60. Besar debit model yang digunakan untuk pengujian model bendungan Pasuruhan dengan skala 1:60 disajikan pada tabel 3.6.

Tabel 3.6
Debit yang Digunakan pada Model

No.	Kala Ulang Banjir	Q Outflow Prototipe (m ³ /det)	Q Outflow Model liter/dt
1	Q _{2th}	529.180	18.976901
2	Q _{5th}	698.430	25.046368
3	Q _{25th}	950.390	34.081895
4	Q _{50th}	1054.340	37.809641
5	Q _{100th}	1157.830	41.520892
6	Q _{1000th}	1797.750	64.469035
7	Q _{PMF}	2888.870	103.597643

Sumber : hasil perhitungan

Dari skala model yang digunakan tersebut, skala 1:60 diperoleh rasio model dengan prototype untuk besaran yang digunakan sebagaimana disajikan pada tabel 3.7. Berikut tabel 3.7 Rasio Besaran Besaran pada Model

Tabel 3.7
Rasio Besaran Besaran pada Model

No	Besaran	Notasi	Rumus	Rasio ($n_h = n_L = 60$)
1	Kecepatan	V	$n_v = n_h^{1/2}$	7.75
2	Waktu Aliran	t	$n_t = n_h^{1/2}$	7.75
3	Debit Aliran	Q	$n_Q = n_h^{5/2}$	27885.48
4	Diameter	d	$n_d = n_h$	60
5	Volume	V	$n_t = n_h^{1/2}$	7.75
6	Koefisien Chezy	C	$n_C = 1$	1
7	Koefisien Manning	n	$n_n = n_h^{1/6}$	1.98

Sumber : Hasil Perhitungan

3.3. Konstruksi Model

Beberapa bagian prototipe yang ditirukan ke dalam model dengan menggunakan jenis dan besarnya nilai skala tersebut di atas terdiri dari :

1. Bendungan Utama yang dibuat dari pasangan batu bata dan semen yang kemudian dilapisi oleh cat *waterproof*.
2. Untuk ambang pelimpah, dasar saluran transisi, saluran peluncur dan dibuat dari akrilik dan peredam energi (*stilling basin*) dibuat dari pasangan batu bata dan semen yang diaci dan dicat untuk kesamaan kekasaran dengan keadaan lapangan, sedangkan untuk dinding saluran transisi, saluran peluncur dan peredam energi (*stilling basin*) dibuat dengan bahan akrilik.

3.4. Persiapan

Sebelum melakukan uji model fisik, perlunya persiapan pengambilan untuk memperoleh data yang akurat. Berikut persiapan yang dilakukan sebelum melakukan pengukuran :

3.4.1. Alat ukur Rechbox

Sebelum mengalirkan debit pada model fisik, perlunya melakukan kalibrasi alat ukur untuk diperoleh ketelitian hasil pengukuran yang baik. Menurut sosrodarsono (1987), tingkat kesalahan pengukuran debit yang diizinkan pada alat ukur *Rechbox* yaitu 1,4%. Berikut merupakan rumus untuk debit yang mengalir melalui *Rechbox* :

$$Q = K . b . h^{3/2} \dots\dots\dots(3-2)$$

dengan :

Q = Debit (m^3/menit)

K = Koefisien debit ($\text{m}^{1/2}/\text{menit}$)

$$K = 107.1 + \frac{0.177}{h} + 14.2 \frac{h}{D} - 25.7 \sqrt{\frac{(B-b)h}{DB}} + 2.04 \sqrt{\frac{B}{D}}$$

b = Lebar mercu (m)

h = Tinggi air diatas mercu (m)

D = Tinggi dari dasar saluran ke dasar mercu (m)

Persamaan 3-2 berlaku untuk interval dimensi alat ukur sebagai berikut

B = 0,50 sampai 6,30 m

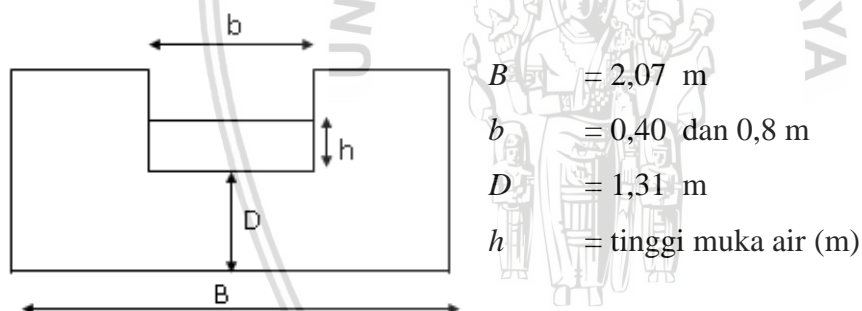
D = 0,15 sampai 5,50 m

b = 0,15 sampai 5,0 m

$$\frac{b.D}{B^2} < 0,06$$

h = 0,03 sampai $0,45 \sqrt{b}$ m

Pada uji model fisik ini, menggunakan *Rechbox* dengan lebar mercu 0,4 dan 0,8 m. Berikut dimensi dari alat ukur *Rechbox* yang digunakan :



Adapun cara pengukuran menggunakan alat ukur debit *Rechbox*, sebagai berikut:

- Menentukan *index point gauge* (IPG), IPG ditembak menggunakan sipat datar (*Waterpass*), lalu menyentuhkan ujung jarum *point gauge* pada *crest* alat ukur debit.
- Menggerakkan dan mengatur jarum *point gauge* sehingga angka nol tepat pada angka meteran, pada pengujian model ini IPG terletak pada angka 40, sehingga $IPG = 0 = 40$.
- Mengukur tinggi air pada alat ukur dengan menyentuhkan ujung jarum *point gauge* pada muka air, meteran taraf dibaca dan dicatat.
- Melakukan tiga kali pengukuran dengan tinggi muka air yang berbeda.
- Memasukkan harga h dalam rumus alat ukur debit, maka dapat dihitung besarnya debit percobaan.

- f. Besarnya debit percobaan selanjutnya akan dibandingkan dengan tinggi muka air di hulu pelimpah. Jika pada salah satu debit percobaan, tinggi muka air di hulu pelimpah sudah sama atau mendekati nilai tinggi muka air hasil *routing* waduk, maka debit aliran yang lewat di alat ukur *Rechbox* dianggap benar.

3.4.2. Pengambilan Data

Data yang diambil pada uji model yaitu data tinggi muka air, data kecepatan aliran, data tekanan pada setiap *section* yang telah ditentukan. Muka air diukur dengan sipat datar *waterpass*, untuk kecepataannya diukur menggunakan tabung pitot (*pitot tube*), sedangkan tekanan diukur menggunakan *piezometer*. Perhitungan tinggi muka air menggunakan alat ukur *point gauge* dengan ketelitian 0,1 mm yang dipasang pada alat ukur debit dan pada titik-titik pengukuran yang ditinjau. Elevasi muka air dapat dihitung dengan menggunakan persamaan berikut:

$$E = EPG + \left[(IPG - b) x \left(\frac{\text{skala}}{100} \right) \right] \dots\dots\dots(3-3)$$

dengan skala model 1:60, maka:

$$E = EPG + \left[(IPG - b) x \left(\frac{60}{100} \right) \right] \dots\dots\dots(3-4)$$

dengan:

- E = elevasi muka air prototipe
 EPG = elevasi yang dipakai sebagai indeks alat ukur (m)
 IPG = bacaan point gauge pada elevasi indeks
 b = bacaan point gauge pada titik yang ditinjau

Perhitungan distribusi kecepatan ini dengan menggunakan alat pitot tube. Untuk menghitung kecepatan di prototype menggunakan persamaan berikut :

$$V_m = C_d \sqrt{2gH} \dots\dots\dots(3-5)$$

$$V_p = V_m \cdot n_h^{1/2} \dots\dots\dots(3-6)$$

dengan :

- V_m = Kecepatan di model (m/dt)
 C_p = Koefisien pitot tube = 0,98
 h = Beda tinggi air pada pitot tube (m)
 V_p = Kecepatan di prototype
 n_h = Skala model

Pengukuran tinggi tekan dengan menggunakan pizometer untuk menghitung tinggi tekan di prototipe menggunakan persamaan berikut:

$$H_p = H_m \times n_h \dots\dots\dots (3-7)$$

dengan :

H_p = Tinggi tekan di prototipe (m)

H_m = Tinggi tekan di model (m)

n_h = Skala model

Selama berlangsungnya pengujian terhadap berbagai variasi debit, pengamatan dan pengukuran yang dilakukan meliputi :

1. Pola aliran yang terjadi di bangunan pelimpah, saluran samping, saluran transisi, saluran peluncur, peredam energi, dan alur sungai bagian hilir.
2. Bahaya kavitasi di pelimpah dan saluran peluncur.
3. Efektifitas peredam energi.
4. Pola gerusan yang terjadi pada hilir bendungan

Pengukuran guna memperoleh data untuk selanjutnya dipakai sebagai bahan analisa meliputi :

1. Efektifitas pelimpah dalam pengaliran banjir rancangan.
2. Stabilitas dan keamanan hidrolis konstruksi utilitas pelimpah dan peredam energi.
3. Alternatif perubahan dimensi bangunan.
4. Alternatif untuk mengurangi gerusan yang terjadi pada hilir bendungan.

3.5. Rancangan Pengujian

Sesuai dengan investigasi lapangan dan berdasarkan desain konstruksi konsultan perencanaan, pengujian perilaku hidrolis aliran di bangunan pelimpah diuji dengan beberapa tahapan dan kondisi model.

1. Kalibrasi

Kalibrasi adalah tahapan mencocokkan parameter model dan prototipe agar diperoleh suatu fenomena yang menyerupai. Pada pengujian model fisik ini, parameter yang perlu dikalibrasi adalah debit yang dialirkan ke model harus sesuai dengan debit prototipe.

2. Verifikasi

Merupakan tahapan pembuktian kebenaran parameter model dan prototipe sehingga diperoleh validasi sesuai dengan ketelitian yang diharapkan. Sebagaimana dijelaskan bahwa pengendalian debit yang mengalir melalui sebuah alat ukur debit *Rechbox* yang secara bertahap akan memenuhi tampungan di hulu pelimpah. Apabila muka air di tampungan

melebihi elevasi mercu pelimpah, maka air akan melimpas di atas pelimpah dengan ketinggian tertentu sesuai dengan hasil perhitungan penelusuran aliran di waduk sesuai dengan debit banjir rancangannya.

3. Model Seri 0 (*original design*)

Model Seri 0 merupakan model awal yang dibuat berdasarkan rancangan perhitungan konsultan perencana (*original design*).

4. *Development Test*

Merupakan tahapan pengujian model yang bertujuan untuk mengetahui perkembangan perilaku hidrolika aliran sehubungan dengan upaya meminimalkan kondisi aliran yang kurang memuaskan, dan untuk juga mengetahui gejala-gejala lain yang berpotensi timbul seperti kavitasi. Model Seri ini merupakan pengembangan desain dari model seri 0 (*original design*) dengan perbaikan kekurangan dari model seri 0 dengan alternatif desain.

5. *Final Design*

Model seri ini hasil akhir dari *Development test*, Merupakan usulan penyempurnaan yang terbaik di antara model seri. Masing-masing model seri tersebut diuji dengan beberapa variasi banjir rencana yaitu kondisi banjir rancangan Q_{2th} , Q_{5th} , Q_{25th} , Q_{50th} , Q_{100th} , Q_{1000th} , dan Q_{PMF} .

3.6. Rancangan Evaluasi Pengujian

Berdasarkan parameter dan rancangan penelitian, maka diharapkan dapat memberikan alternatif hasil efektif, yang dalam hal ini aman terhadap kestabilan konstruksi bangunan. Adapun rancangan hasil pengujian disajikan dalam Tabel 3.8.

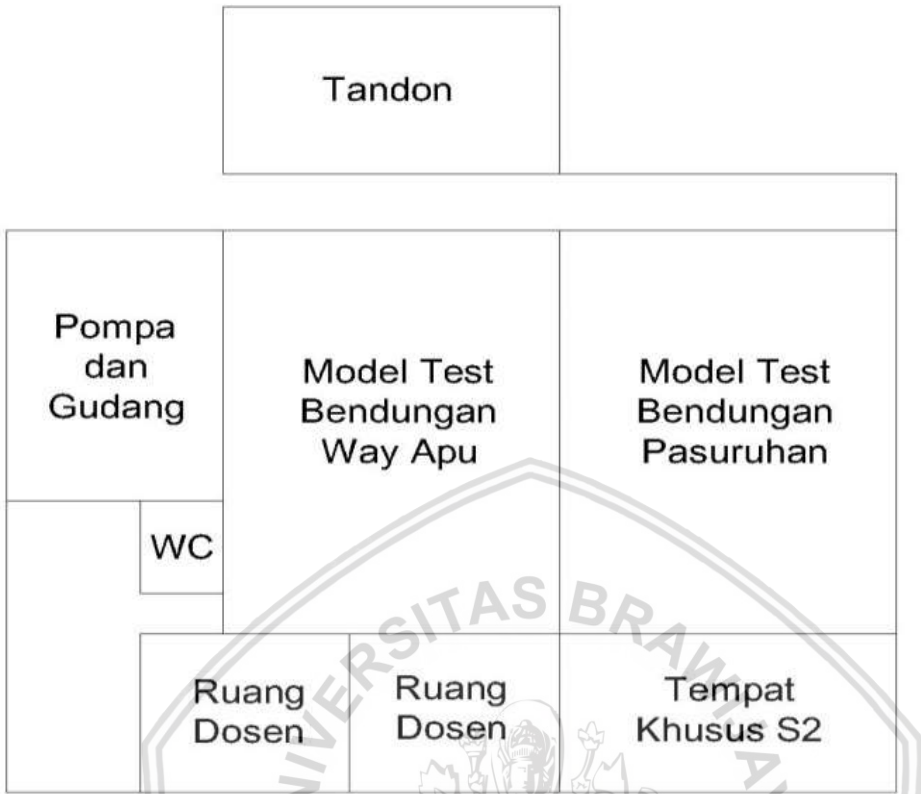
Tabel 3.8
Evaluasi Hasil Pengujian

No.	Bagian yang akan dikaji	Data yang diperlukan	Rancangan hasil pengujian
1.	Saluran Pengarah (Approach Channel)	<ul style="list-style-type: none"> • Kecepatan • Tinggi muka air 	<ul style="list-style-type: none"> • Kedalaman Aliran di bawah mercu $P \geq \frac{H}{5}$ • Kecepatan Aliran ≤ 4 m/ detik • Angka Froude $\leq 0,40$
2.	Pelimpah	<ul style="list-style-type: none"> • Tinggi tekanan • Kecepatan • Tinggi muka air 	<ul style="list-style-type: none"> • Aliran limpasan yang lewat mercu tidak boleh pada kondisi tenggelam (<i>submerge</i>). • Tekanan negatif kavitasi tidak melebihi $-0,3$ kg/cm². • Kondisi aliran sempurna, dengan saluran pengarah $\frac{H}{P} < 0,75$, dan bagian hilir mercu super kritis.

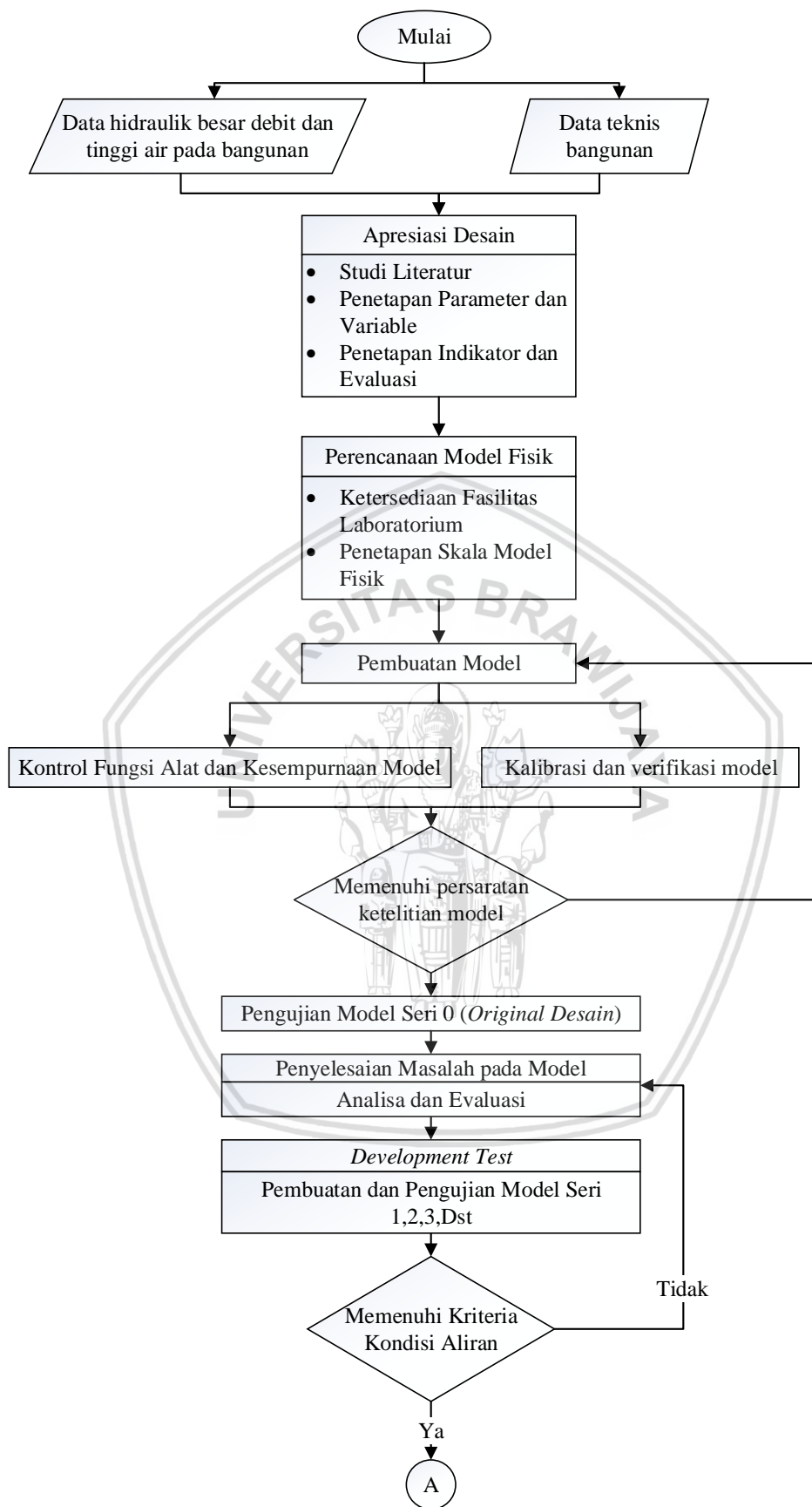
Lanjutan tabel 3.8. Evaluasi Hasil Pengujian

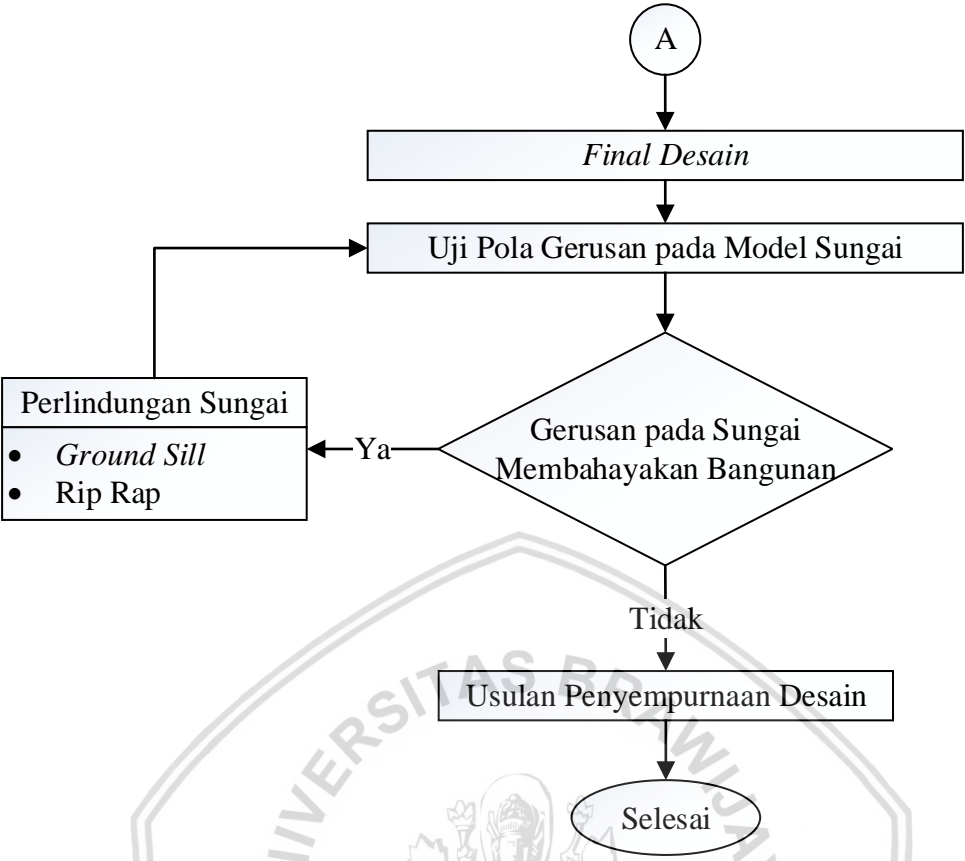
No.	Bagian yang akan dikaji	Data yang diperlukan	Rancangan hasil pengujian
3.	Saluran Samping (<i>Side Channel</i>)	<ul style="list-style-type: none"> • Tinggi muka air • Kecepatan 	<ul style="list-style-type: none"> • Kemiringan dasar untuk saluran samping dibuat $I \leq \frac{1}{13}$ • Perbandingan antara tinggi air (d) dan lebar dasar (B) dari saluran samping ($\frac{d}{B} = 0,5$) • Angka Froude pada saluran samping dibuat $< 0,5$. (dianjurkan 0,44). • perbedaan elevasi permukaan air di hulu dan di hilir bendung pengatur tidak kurang dari $\frac{2}{3}$ kali tinggi air di atas mercu bendung tersebut ($H_t \geq \frac{2}{3} d$)
4.	Saluran Transisi	<ul style="list-style-type: none"> • Tinggi tekanan • Kecepatan • Tinggi muka air 	<ul style="list-style-type: none"> • Rancangan penentuan posisi aliran kritis di bagian ujung hilir saluran transisi. • Tidak ada aliran menyilang pada saluran. • Jika terdapat penyempitan, disarankan sudut penyempitan $\pm 12,5^\circ$
5.	Saluran Peluncur	<ul style="list-style-type: none"> • Tinggi tekanan • Tinggi muka air 	<ul style="list-style-type: none"> • Tekanan negatif kavitasi tidak melebihi $-0,3 \text{ kg/cm}^2$. • Kondisi aliran pada saluran tidak ada aliran menyilang. • Tidak ada aliran getar. • Keadaan aliran pada saluran ini yaitu superkritis dengan nilai $Fr > 1$ dan kurang dari 9 ($Fr < 9$). • Kecepatan pada saluran peluncur disarankan kurang dari 20 m/dt, karena dapat berpotensi terjadinya kavitasi.
6.	Peredam Energi (<i>Stiling basin</i>)	<ul style="list-style-type: none"> • Kecepatan • Tinggi muka air 	<ul style="list-style-type: none"> • Efektifitas kolam olak untuk meredam energi aliran saluran peluncur. • Letak loncatan hidraulik pada kolam olak.
7.	Hilir Energi Peredam (<i>escape Channel</i>)	<ul style="list-style-type: none"> • Kecepatan • Tinggi muka air 	<ul style="list-style-type: none"> • Pola gerusan yang terjadi pada sungai hilir bendungan

Sumber : Reverensi dan Data Uji Model



Gambar 3.1 Denah lokasi model test Bendungan Pasuruhan





Gambar 3.2 Diagram pengujian model

BAB IV DATA DAN ANALISA DATA

4.1 Perhitungan Muka Air

Perhitungan tinggi muka air menggunakan alat ukur *point gauge* dengan ketelitian 0,1 mm yang dipasang pada alat ukur debit dan pada titik-titik pengukuran yang ditinjau. Elevasi muka air dapat dihitung dengan menggunakan persamaan berikut:

$$E = EPG + \left[(IPG - b) \times \left(\frac{skala}{100} \right) \right] \dots\dots\dots (4-1)$$

dengan skala model 1:60, maka:

$$E = EPG + \left[(IPG - b) \times \left(\frac{60}{100} \right) \right] \dots\dots\dots (4-2)$$

dengan:

E = elevasi muka air prototipe

EPG = elevasi yang dipakai sebagai indeks alat ukur (m)

IPG = bacaan point gauge pada elevasi indeks

b = bacaan point gauge pada titik yang ditinjau

Contoh perhitungan:

Data Pengukuran Final Design pada Saluran Pengarah

El. Dasar = + 242

Q_{2th} = 529.180 m³/dt

EPG = + 242 (Dasar Saluran Pengarah)

IPG = 0 = 53,9

b = 45,3

Maka:

$$\begin{aligned} E &= EPG + \left[(IPG - b) \times \left(\frac{skala}{100} \right) \right] \\ &= 242 + \left[(53,9 - 45,3) \times \left(\frac{60}{100} \right) \right] \\ &= 5,220 \text{ m} \end{aligned}$$

Untuk data hasil pengamatan (hasil bacaan menggunakan alat ukur) dan hasil pengolahan tinggi air hasil bacaan pada model test terdapat pada lampiran.

4.2. Perhitungan Kecepatan

Perhitungan distribusi kecepatan ini dengan menggunakan alat pitot tube. Untuk menghitung kecepatan di prototype menggunakan persamaan

$$V_m = C_p \sqrt{2gh} \dots\dots\dots(4-3)$$

$$V_p = V_m \cdot n_h^{1/2} \dots\dots\dots(4-4)$$

dengan :

V_m = kecepatan di model (m/dt)

C_p = koefisien pitot tube = 0,98

h = beda tinggi air pada pitot tube (m)

V_p = kecepatan di prototype

n_h = skala model

Contoh perhitungan :

Data pengukuran kecepatan pada saluran pengarah saat debit operasional Q_2 , dengan h As = 0,1 cm, maka :

$$V_m = 0,98 \sqrt{2 \times 9,81 \times 0,1} = 13,727 \text{ cm/dt}$$

Maka, kecepatan aliran pada prototype

$$V_p = 13,727 \times 60^{1/2} = 127,2 \text{ cm/dt} = 1,272 \text{ m/dt.}$$

Untuk hasil pembacaan dan pengolahan data pada model test, terdapat pada lampiran.

4.3. Perhitungan Tinggi Tekan

Pengukuran tinggi tekan dengan menggunakan pizometer untuk menghitung tinggi tekan di prototype menggunakan persamaan berikut:

$$H_p = H_m \times n_h \dots\dots\dots(4-5)$$

dengan :

H_p = Tinggi tekan di prototype (m)

H_m = Tinggi tekan di model (m)

n_h = Skala model

Contoh perhitungan :

Data pengukuran tinggi tekan pada pizometer saluran transisi nomor 5 (saluran transisi) saat debit operasional Q_2 , dengan $H_m = 8,5 \text{ cm} = 0,085 \text{ m}$. Maka tinggi tekan pada prototipe :

$$H_p = 0,085 \times 60 = 5,1 \text{ m.}$$

Untuk hasil pengukuran (pengamatan) dan pengolahan hasil pengamatan, terdapat pada lampiran.

4.4. Kalibrasi dan Verifikasi Model

4.4.1. Kalibrasi

Kalibrasi adalah tahapan mencocokkan parameter model dan prototipe agar diperoleh suatu fenomena yang menyerupai. Pada pengujian model fisik ini, parameter yang perlu dikalibrasi adalah debit yang dialirkan ke model harus sesuai dengan debit prototipe. Di dalam model ini yang perlu dilakukan kalibrasi adalah muka air, debit, dan kondisi aliran.

4.4.1.1. Muka Air

Kalibrasi dilakukan dengan cara memeriksa apakah debit yang melimpas pada pelimpah sudah sesuai dengan debit prototipe, dengan cara mengamati elevasi muka air di hulu bendung.

Kekasaran dasar saluran selalu ditandai dengan ukuran dan bentuk butiran bahan yang membentuk dasar saluran sehingga menimbulkan pengaruh hambatan terhadap aliran yang pada akhirnya dapat menaikkan elevasi muka air.

4.4.1.2. Debit Aliran

Untuk mengetahui apakah debit di model sudah sesuai dengan kondisi prototipe, perlu dilakukan uji pendahuluan (*running test*). Elevasi muka air di hulu bendung dicapai hingga konstan kemudian akan diperoleh debit di alat ukur debit *rechbox*. Hasil debit tersebut akan dibandingkan dengan kondisi debit di prototipe.

Menurut Sosrodarsono (1987), tingkat kesalahan pengukuran debit yang diizinkan pada alat ukur *Rechbox* yaitu 1,4%. Berikut merupakan rumus untuk debit yang mengalir melalui *Rechbox* :

$$Q = K \cdot b \cdot h^{3/2} \dots\dots\dots (4-6)$$

dengan :

$$Q = \text{Debit (m}^3/\text{menit)}$$

$$K = \text{Koefisien debit (m}^{1/2}/\text{menit)}$$

$$K = 107.1 + \frac{0.177}{h} + 14.2 \frac{h}{D} - 25.7 \sqrt{\frac{(B-b)h}{DB}} + 2.04 \sqrt{\frac{B}{D}}$$

$$B = \text{Lebar mercu (m)}$$

$$H = \text{Tinggi air diatas mercu (m)}$$

D = Tinggi dari dasar saluran ke dasar mercu (m)

Persamaan 4.1 berlaku untuk interval dimensi alat ukur sebagai berikut

B = 0,50 sampai 6,30 m

D = 0,15 sampai 5,50 m

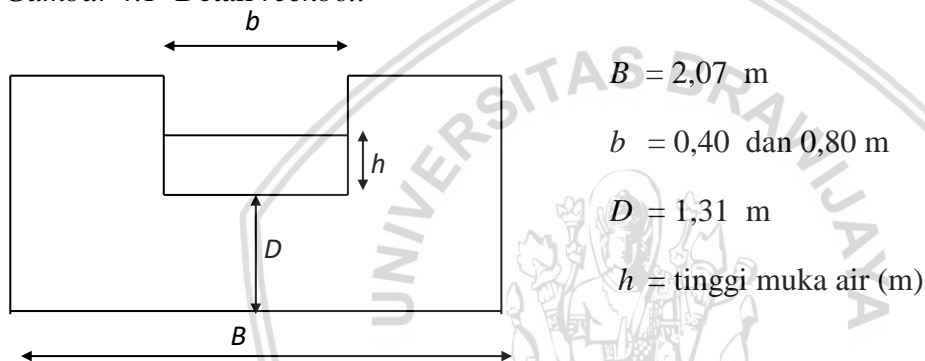
b = 0,15 sampai 5,0 m

$\frac{b.D}{B^2} < 0,06$

h = 0,03 sampai $0,45 \sqrt{b}$ m

Pada uji model fisik ini, menggunakan *Rechbox* dengan lebar mercu 0,4 dan 0,8 m. Berikut dimensi dari alat ukur *Rechbox* yang digunakan dengan dimensi seperti gambar 4.1 berikut:

Gambar 4.1 Detail *rechbox*



Sumber : Data Lab

Adapun cara pengukuran menggunakan alat ukur debit *Rechbox*, sebagai berikut:

- Menentukan *index point gauge* (IPG), IPG ditembak menggunakan sipat datar (*Waterpass*), lalu menyentuhkan ujung jarum *point gauge* pada *crest* alat ukur debit.
- Menggerakkan dan mengatur jarum *point gauge* sehingga angka nol tepat pada angka meteran, pada pengujian model ini IPG terletak pada angka 40, sehingga $IPG = 0 = 40$.
- Mengukur tinggi air pada alat ukur dengan menyentuhkan ujung jarum *point gauge* pada muka air, meteran taraf dibaca dan dicatat.
- Melakukan tiga kali pengukuran dengan tinggi muka air yang berbeda.
- Memasukkan harga k dalam rumus alat ukur debit, maka dapat dihitung besarnya debit percobaan.
- Besarnya debit percobaan selanjutnya akan dibandingkan dengan tinggi muka air di hulu pelimpah. Jika pada salah satu debit percobaan, tinggi muka air di hulu pelimpah sudah sama atau mendekati nilai tinggi muka air hasil *routing* waduk, maka debit aliran yang lewat di alat ukur *Rechbox* dianggap benar.

- g. Berikut perhitungan (Tabel 4.1) mengenai hubungan tinggi muka air (h) dan debit (Q) alat ukur *rechbox*.

Perhitungan sarat minimal dan maksimal tinggi air pada ambang *rechbox* :

$$h = 0,03 \text{ sampai } 0,45 \sqrt{b} \text{ m}$$

$$b = 0,40 \text{ m}$$

$$h_{\text{minimal}} = 0,03 * \sqrt{0,4}$$

$$= 0,0189 \text{ m}$$

$$h_{\text{maksimal}} = 0,45 * \sqrt{0,4}$$

$$= 0,284 \text{ m}$$

Berikut merupakan tabel hubungan debit (Q) dengan tinggi air di ambang *rechbox* (h).

Tabel 4.1

Debit Melalui *Rechbox* dengan Lebar Ambang 40 cm

No.	Tinggi air di atas ambang pelimpah Rechbox		Koefisien pelimpah Rechbox K	Debit Rechbox			Keterangan
	h			Model	Prototipe		
	(m)	(cm)		Q (m ³ /menit)	Q (lt/dt)	Q (m ³ /dt)	
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]
1	0.005	0.50	143.69	0.02	0.34	9.44	Batas minimum h = 0.0189 m
2	0.01	1.00	125.46	0.05	0.84	23.32	
3	0.02	2.00	115.88	0.13	2.19	60.93	
4	0.03	3.00	112.40	0.23	3.89	108.57	
5	0.04	4.00	110.49	0.35	5.89	164.32	
6	0.05	5.00	109.24	0.49	8.14	227.04	
7	0.06	6.00	108.32	0.64	10.61	295.97	
8	0.07	7.00	107.62	0.80	13.29	370.52	
9	0.08	8.00	107.04	0.97	16.15	450.26	
10	0.09	9.00	106.56	1.15	19.18	534.85	
11	0.10	10.00	106.14	1.34	22.38	623.98	
12	0.11	11.00	105.78	1.54	25.73	717.41	
13	0.12	12.00	105.45	1.75	29.22	814.93	
14	0.13	13.00	105.16	1.97	32.86	916.36	
15	0.14	14.00	104.90	2.20	36.63	1021.54	
16	0.15	15.00	104.66	2.43	40.53	1130.32	
17	0.16	16.00	104.44	2.67	44.56	1242.58	
18	0.17	17.00	104.23	2.92	48.71	1358.20	
19	0.18	18.00	104.04	3.18	52.97	1477.08	
20	0.19	19.00	103.86	3.44	57.35	1599.13	

Lanjutan Tabel 4.1 Debit Melalui *Rechbox* dengan Lebar Ambang 40 cm

No.	Tinggi air di atas ambang pelimpah Rechbox		Koefisien pelimpah Rechbox	Debit Rechbox			Keterangan
	h			Model	Prototipe		
	(m)	(cm)		Q (m ³ /menit)	Q (lt/dt)	Q (m ³ /dt)	
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]
21	0.20	20.00	103.70	3.71	61.83	1724.25	
22	0.21	21.00	103.54	3.99	66.43	1852.38	
23	0.22	22.00	103.39	4.27	71.13	1983.42	
24	0.23	23.00	103.25	4.56	75.93	2117.33	
25	0.24	24.00	103.12	4.85	80.83	2254.03	
26	0.25	25.00	103.00	5.15	85.83	2393.46	
27	0.26	26.00	102.88	5.46	90.93	2535.57	
28	0.27	27.00	102.77	5.77	96.12	2680.31	
29	0.28	28.00	102.66	6.08	101.40	2827.63	Batas maksimum h = 0.284 m
30	0.29	29.00	102.56	6.41	106.78	2977.49	
31	0.30	30.00	102.46	6.73	112.24	3129.83	
32	0.31	31.00	102.37	7.07	117.79	3284.63	
33	0.32	32.00	102.28	7.41	123.43	3441.84	
34	0.33	33.00	102.19	7.75	129.15	3601.43	

Sumber : Hasil Perhitungan

Keterangan :

[1] : nomor

[2] : tinggi air di atas *rechbox* (m)

[3] : tinggi air di atas *rechbox* (cm)

$$[4] : 107.1 + \frac{0.177}{h} + 14.2 \frac{h}{D} - 25.7 \sqrt{\frac{(B-b)h}{DB}} + 2.04 \sqrt{\frac{B}{D}}$$

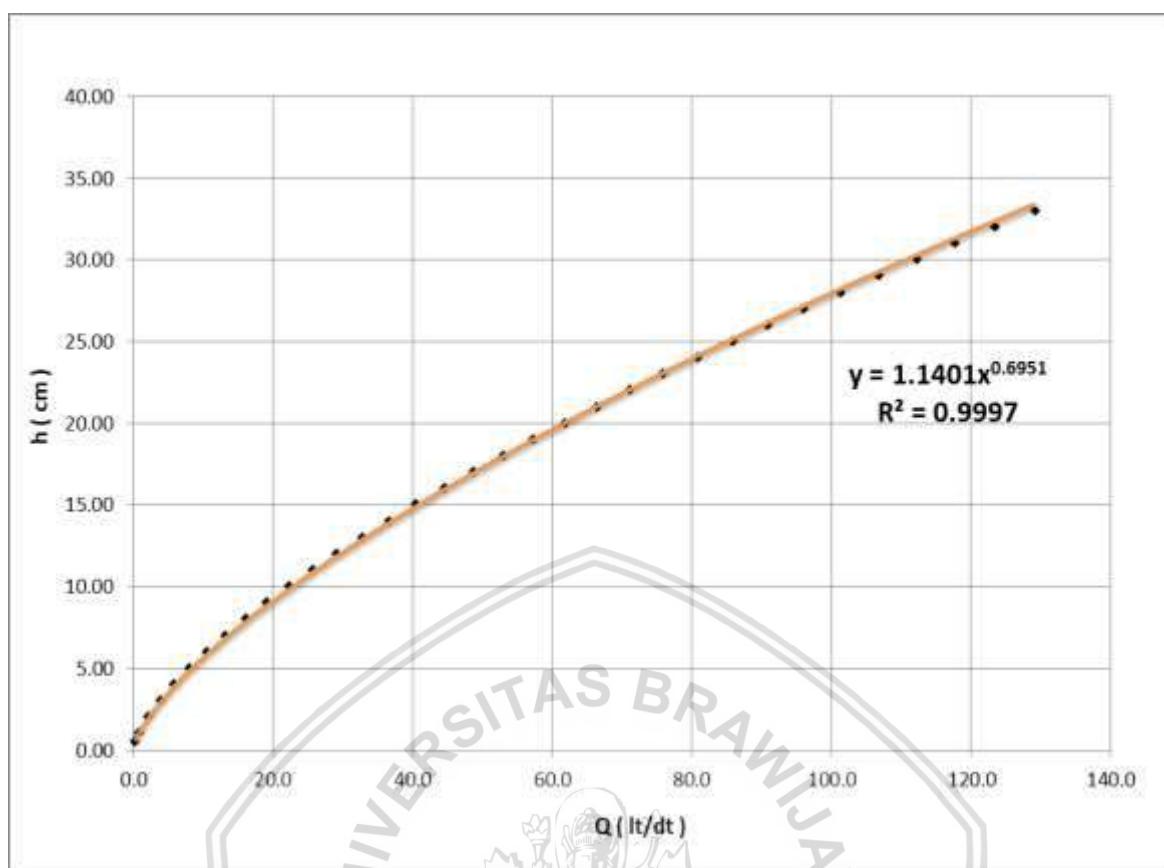
$$[5] : K . b . h^{3/2}$$

[6] : Debit (lt/dt)

[7] : Debit*skala model (m³/dt)

[8] : Batas maksimal dan minimal rumus [4]

Setelah membuat grafik hubungan debit (*Q*) dengan tinggi air (*h*) pada *rechbox*, selanjutnya mencari tinggi air *rechbox* untuk debit prototype yang akan digunakan.



Gambar 4.2 Grafik hubungan debit (Q) dengan tinggi air (h) pada rechbox dengan lebar ambang 40 cm

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.2

Debit Rancangan Melalui Rechbox dengan Lebar Ambang 40 cm

Debit Outflow	Prototipe (m^3/det)	Model (m^3/det)	Model (lt/det)	Tinggi Muka Air di Rechbox (cm)	Bacaan Muka Air di Rechbox
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]
$Q_{2\text{th}}$	529.180	0.01898	18.977	8.819	48.819
$Q_{5\text{th}}$	698.430	0.02505	25.046	10.696	50.696
$Q_{25\text{th}}$	950.390	0.03408	34.082	13.250	53.250
$Q_{50\text{th}}$	1054.340	0.03781	37.810	14.241	54.241
$Q_{100\text{th}}$	1157.830	0.04152	41.521	15.198	55.198
$Q_{1000\text{th}}$	1797.750	0.06447	64.469	20.636	60.636
Q_{PMF}	2888.870	0.10360	103.598	28.695	68.695

Sumber : Hasil Perhitungan

Keterangan :

[1] : kala ulang

[2] : debit prototype (hasil routing konsultan)

[3] : debit model = [2]/skala debit

[4] : debit model (lt/dt)

[5] : debit berdasarkan grafik hubungan debit dan tinggi air = $1,140 \cdot [4]^{0,6951}$

[6] : IPG + [5] (IPG = 40)

Karena tinggi air *rechbox* untuk mengalirkan debit Q_{PMF} tidak memenuhi syarat rumus 4.1 (batas maksimum h pada *rechbox* = 28,4 cm), maka digunakan *rechbox* dengan lebar ambang (b) 0,80 m. Berikut perhitungan untuk *rechbox* dengan lebar ambang 0,80 m.

Tabel 4.3

Debit Melalui *Rechbox* dengan Lebar Ambang 80 cm

No.	Tinggi air di atas ambang pelimpah Rechbox		Koefisien pelimpah Rechbox	Debit Rechbox			Keterangan
	H (m)	h (cm)		K	Q_{Model}	$Q_{Prototipe}$	
					Q (m ³ /menit)	Q (lt/dt)	
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]
						0	
1	0.005	0.50	143.87	0.04	0.68	18.91	
2	0.01	1.00	125.71	0.10	1.68	46.74	
3	0.02	2.00	116.24	0.26	4.38	122.25	
4	0.03	3.00	112.84	0.47	7.82	218.01	Batas minimum h = 0.026 m
5	0.04	4.00	111.01	0.71	11.84	330.18	
6	0.05	5.00	109.81	0.98	16.37	456.49	
7	0.06	6.00	108.96	1.28	21.35	595.38	
8	0.07	7.00	108.30	1.60	26.74	745.74	
9	0.08	8.00	107.77	1.95	32.51	906.67	
10	0.09	9.00	107.33	2.32	38.64	1077.46	
11	0.10	10.00	106.96	2.71	45.10	1257.55	
12	0.11	11.00	106.63	3.11	51.87	1446.42	
13	0.12	12.00	106.35	3.54	58.94	1643.68	
14	0.13	13.00	106.09	3.98	66.30	1848.93	
15	0.14	14.00	105.87	4.44	73.94	2061.88	
16	0.15	15.00	105.66	4.91	81.84	2282.22	
17	0.16	16.00	105.47	5.40	90.00	2509.72	
18	0.17	17.00	105.30	5.90	98.41	2744.13	
19	0.18	18.00	105.14	6.42	107.05	2985.25	
20	0.19	19.00	104.99	6.96	115.93	3232.89	
21	0.20	20.00	104.85	7.50	125.04	3486.88	
22	0.21	21.00	104.72	8.06	134.37	3747.06	
23	0.22	22.00	104.60	8.64	143.92	4013.28	
24	0.23	23.00	104.49	9.22	153.68	4285.41	
25	0.24	24.00	104.39	9.82	163.64	4563.32	
26	0.25	25.00	104.29	10.43	173.81	4846.88	
27	0.26	26.00	104.20	11.05	184.18	5136.00	

Lanjutan Tabel 4.3 Debit Melalui *Rechbox* dengan Lebar Ambang 80 cm

No.	Tinggi air di atas ambang pelimpah Rechbox		Koefisien pelimpah Rechbox	Debit Rechbox			Keterangan
	H	h		K	Q_{Model}	$Q_{Prototipe}$	
	(m)	(cm)			Q (m ³ /menit)	Q (lt/dt)	
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]
28	0.27	27.00	104.11	11.68	194.75	5430.57	
29	0.28	28.00	104.02	12.33	205.50	5730.49	
30	0.29	29.00	103.95	12.99	216.44	6035.67	
31	0.30	30.00	103.87	13.65	227.57	6346.02	
32	0.31	31.00	103.80	14.33	238.89	6661.46	
33	0.32	32.00	103.74	15.02	250.38	6981.93	
34	0.33	33.00	103.67	15.72	262.05	7307.34	
35	0.34	34.00	103.62	16.43	273.89	7637.62	
36	0.35	35.00	103.56	17.15	285.91	7972.71	
37	0.36	36.00	103.51	17.89	298.10	8312.55	
38	0.37	37.00	103.46	18.63	310.45	8657.08	
39	0.38	38.00	103.41	19.38	322.97	9006.24	
40	0.39	39.00	103.36	20.14	335.66	9359.98	
41	0.40	40.00	103.32	20.91	348.51	9718.24	
42	0.41	41.00	103.28	21.69	361.51	10080.98	Batas maksimum h = 0.402 m
43	0.42	42.00	103.24	22.48	374.68	10448.16	
44	0.43	43.00	103.20	23.28	388.01	10819.71	

Sumber : Hasil Perhitungan

Keterangan :

[1] : nomor

[2] : tinggi air di atas *rechbox* (m)[3] : tinggi air di atas *rechbox* (cm)

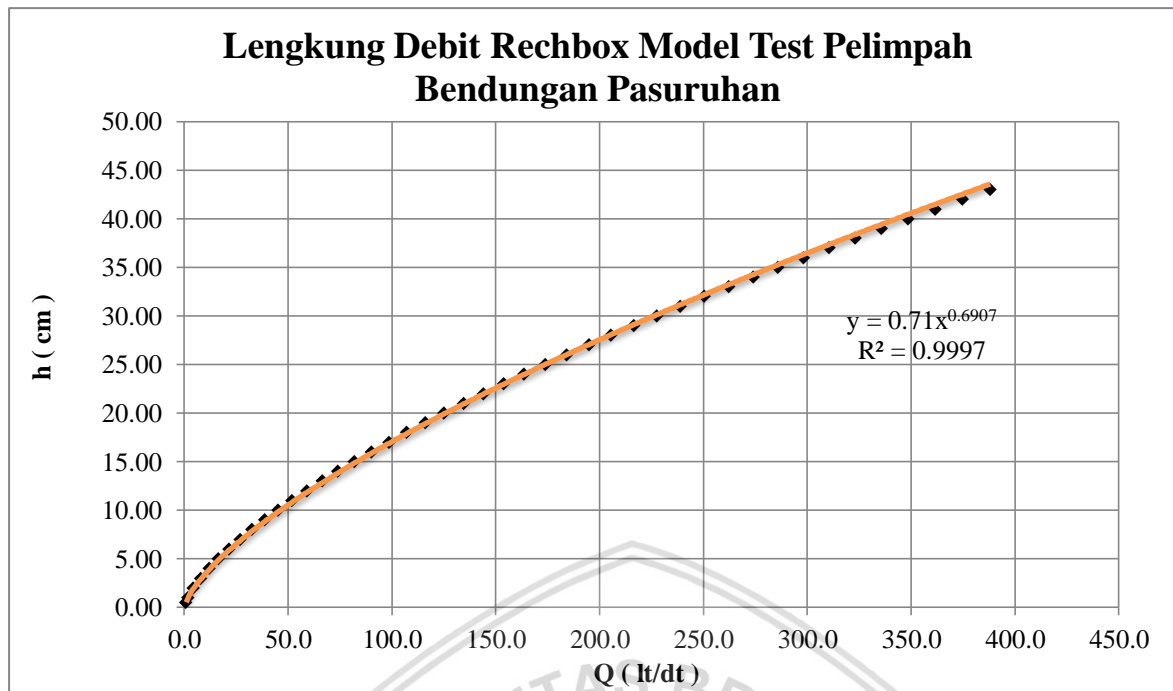
$$[4] : 107.1 + \frac{0.177}{h} + 14.2 \frac{h}{D} - 25.7 \sqrt{\frac{(B-b)h}{DB}} + 2.04 \sqrt{\frac{B}{D}}$$

$$[5] : K \cdot b \cdot h^{3/2}$$

[6] : Debit (lt/dt)

[7] : Debit*skala model (m³/dt)

[8] : Batas maksimal dan minimal rumus [4]



Gambar 4.3 Grafik hubungan debit (Q) dengan tinggi air (h) pada *rechbox* dengan lebar ambang 80 cm

Sumber : Hasil Perhitungan

Setelah membuat grafik hubungan debit (Q) dengan tinggi air (h) pada *rechbox*, selanjutnya mencari tinggi air *rechbox* untuk debit prototype yang akan digunakan.

Tabel 4.4

Debit Rancangan Melalui *Rechbox* dengan Lebar Ambang 80 cm

Debit Outflow	Prototipe (m^3/det)	Model (m^3/det)	Model (lt/det)	Tinggi Muka Air di Rechbox (cm)	Bacaan Muka Air di Rechbox
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]
$Q_{2\text{th}}$	529.180	0.01898	18.977	5.422	45.422
$Q_{5\text{th}}$	698.430	0.02505	25.046	6.567	46.567
$Q_{25\text{th}}$	950.390	0.03408	34.082	8.124	48.124
$Q_{50\text{th}}$	1054.340	0.03781	37.810	8.728	48.728
$Q_{100\text{th}}$	1157.830	0.04152	41.521	9.311	49.311
$Q_{1000\text{th}}$	1797.750	0.06447	64.469	12.618	52.618
Q_{PMF}	2888.870	0.10360	103.598	17.509	57.509

Sumber : Hasil Perhitungan

Keterangan :

[1] : kala ulang

[2] : debit prototype (hasil *routing* konsultan)

[3] : debit model = [2]/skala debit

[4] : debit model (lt/dt)

[5] : debit berdasarkan grafik hubungan debit dan tinggi air = $0,71 \cdot [4]^{0,6907}$

[6] : IPG + [5] (IPG = 40)

Berikut merupakan rekapitulasi tinggi air pada *rechbox*

Tabel 4.5

Debit Rancangan Melalui *Rechbox* yang Digunakan Model Test

Debit Outflow	Prototipe (m3/det)	Model (m3/det)	Model (lt/det)	Lebar Rechbox yang digunakan	Tinggi Muka Air di Rechbox (cm)	Bacaan Muka Air di Rechbox
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]
Q_{2th}	529.18	0.019	18.977	40 cm	8.819	48.819
Q_{5th}	698.43	0.025	25.046		10.696	50.696
Q_{25th}	950.39	0.034	34.082		13.250	53.250
Q_{50th}	1054.34	0.038	37.810		14.241	54.241
Q_{100th}	1157.83	0.042	41.521		15.198	55.198
Q_{1000th}	1797.75	0.064	64.469	80 cm	20.636	60.636
Q_{PMF}	2888.87	0.104	103.598		17.509	57.509

Sumber : Hasil Perhitungan

Keterangan :

[1] : kala ulang

[2] : debit prototype (hasil *routing* konsultan)

[3] : debit model = [2]/skala debit

[4] : debit model (lt/dt)

[5] : ukuran Rechbox yang digunakan

[6] : debit berdasarkan grafik hubungan debit dan tinggi air

[7] : IPG + [6] (IPG = 40)

4.4.1.3. Verifikasi

Merupakan tahapan pembuktian kebenaran parameter model dan prototipe sehingga diperoleh validasi sesuai dengan ketelitian yang diharapkan. Sebagaimana dijelaskan bahwa pengendalian debit yang mengalir melalui sebuah alat ukur debit *Rechbox* yang secara bertahap akan memenuhi tampungan di hulu pelimpah. Apabila muka air di tampungan melebihi elevasi mercu pelimpah, maka air akan melimpas di atas pelimpah dengan ketinggian tertentu sesuai dengan hasil perhitungan penelusuran aliran di waduk sesuai dengan debit banjir rancangannya.

Untuk mengetahui apakah model dibuat sudah sesuai dengan kondisi prototipe, perlu dilakukan uji pendahuluan (*running test*). Nilai kebenaran model didasarkan pada perbandingan tinggi muka air di atas pelimpah (H_d) yang merupakan hasil pengujian

model dengan penghitungan yang telah dilakukan. Adapun kebenaran model tersebut dapat dilihat pada Tabel 4.6 berikut.

Tabel 4.6.

Kesalahan Relatif Tinggi Air Diatas Pelimpah

No	Kala ulang (th)	Debit (m ³ /dt)	Hd				Kr (%)		
			Model	Data	U.S.B.R.	Iwasaki	Model	U.S.B.R.	Iwasaki
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]
1	Q _{2th}	529.18	2.20	2.09	2.270	2.111	5.3%	3.1%	4.2%
2	Q _{5th}	698.43	2.48	2.51	2.660	2.547	1.2%	6.8%	2.6%
3	Q _{25th}	950.39	2.94	3.10	3.200	3.139	5.2%	8.1%	6.3%
4	Q _{50th}	1054.34	3.44	3.33	3.550	3.368	3.3%	3.1%	2.1%
5	Q _{100th}	1157.83	3.52	3.55	3.730	3.590	0.8%	5.6%	2.0%
6	Q _{1000th}	1797.75	4.54	4.77	4.863	4.852	4.8%	6.6%	6.4%
7	Q _{PMF}	2888.87	5.70	6.59	6.620	6.736	13.5%	13.9%	15.4%

Sumber : Hasil Perhitungan

Keterangan :

[1] : nomor

[2] : kala ulang

[3] : debit prototype (hasil *routing* konsultan)

[4] : tinggi air diatas pelimpah (data konsultan)

[5] : tinggi air diatas pelimpah (hasil pengukuran)

[6] : tinggi air diatas pelimpah (hasil perhitungan dengan USBR)

[7] : tinggi air diatas pelimpah (hasil perhitungan dengan Iwasaki)

[8] : $(([5]-[4])/[5])*100\%$

[9] : $(([6]-[4])/[6])*100\%$

[10] : $(([7]-[4])/[7])*100\%$

4.5. Analisa Rambatan Kesalahan

Dalam menganalisis perambatan kesalahan pada suatu uji model ke hasil penelitian dapat dilakukan dengan menggunakan metode *quadratic error propagation* berikut ini:

a. Kesalahan relatif pada alat ukur debit pada alat ukur *rechbox*

$$Q = Kbh^{3/2}$$

Kesalahan dari K (r_K) = 1%

Kesalahan dari b (r_b) = 0,1%

$$\text{Kesalahan dari } h \text{ } (r_h) = \frac{100}{150} \% = \frac{2}{3} \%$$

Dengan menggunakan metode *quadratic error propagation* maka persamaannya menjadi:

$$r_Q^2 = r_K^2 + r_b^2 + \frac{9}{4}(r_h)^2$$

$$r_Q = \sqrt{1,0^2 + 0,1^2 + \frac{9}{4} \cdot \left(\frac{2}{3}\right)^2} = \sqrt{2,01} = 1,4\%$$

Kesalahan debit sebesar 1,4% berlaku apabila nilai $h_{rechbox}$ sesuai dengan ketentuan yang ada yaitu antara $0,03\sqrt{b_{rechbox}} - 0,45\sqrt{b_{rechbox}}$. Pada uji model pelimpah Bendungan Pasuruhan menggunakan alat ukur rechbox dengan $b = 40$ dan 80 cm. Sehingga batas tinggi muka air di rechbox agar kesalahan yang terjadi sebesar 1,4 % adalah $1,89 \text{ cm} - 28,46 \text{ cm}$ untuk *rechbox* dengan lebar 40 cm, dan $2,68 \text{ cm} - 40,24 \text{ cm}$ untuk *rechbox* dengan lebar 80 cm. Karena semua debit mencukupi batas ketentuan tersebut, maka kesalahan relatif pada debit adalah 1,4%.

b. Kesalahan relatif pada pelimpah

1. Kesalahan relatif pada penentuan H

$$\frac{\Delta q}{q} = 1 - \left\{ \frac{H_e}{H} \right\}^{\frac{3}{2}}$$

Keterangan :

$\Delta q/q$ = Kesalahan yang diizinkan

H_e = tinggi efektif air di atas pelimpah (m)

H = tinggi air di atas pelimpah (m)

k_h = kehilangan tinggi

= $0,457 \text{ mm}$ untuk pelimpah mercu bulat (menurut Russel)

$$10 \% = 1 - \left\{ \frac{H - 0,457}{H} \right\}^{3/2}$$

$$H = 6,737 \text{ mm}$$

Skala model $Lr = \frac{6,737}{2090} = \frac{1}{310,209}$, dengan ketersediaan ruang yang ada maka diambil skala model sebesar 1:60. Dengan menggunakan skala 1:60 maka kesalahan relatif dan tinggi muka air pada pelimpah:

$$\frac{310,209}{60} = \frac{0,1}{x}$$

$$X = \frac{0,1 \times 60}{310,209} = 0,019 ; KR = 1,9\%$$

$$0,019 = 1 - \left\{ \frac{H - 0,457}{H} \right\}^{3/2} ; H = 34,984 \text{ mm} = 0,34 \text{ m}$$

2. Kesalahan relatif pada penentuan C

$$Q = CLH^{3/2}$$

$$C = Q \times L^{-1} \times H^{-3/2}$$

L dianggap tidak terdapat kesalahan sehingga $r_L = 0$, maka:

$$r_C^2 = r_Q^2 + \frac{9}{4}(r_H)^2$$

Jadi kesalahan relatif dalam penentuan C pada pelimpah adalah sebagai berikut:

$$rc = \sqrt{1,4^2 + \frac{9}{4}(1,9)^2} = \sqrt{9,52} = 3,085\%$$

3. Kesalahan menentukan bilangan Froude

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{gH}}$$

$$Fr = v \cdot g^{-1/2} \cdot H^{-1/2}$$

Kesalahan kecepatan (r_v) diasumsi 7% dikarenakan tabung pitot belum dikalibrasi dan nilai g dianggap tidak terjadi kesalahan sehingga $r_g = 0$, maka:

$$r_F^2 = r_v^2 + \frac{1}{4}(r_H)^2$$

$$rc = \sqrt{7^2 + \frac{1}{4}(1,9)^2} = \sqrt{49,90} = 7,06\%$$

4.6. Perubahan Model

Karena pada kondisi hidraulik pada seri *original desain* masih belum memenuhi kondisi hidraulik yang baik, maka upaya yang dilakukan untuk memperoleh desain yang memenuhi kondisi hidraulik, sebagai berikut:

a. Bendungan

Pelimpah samping (*side channel spillway*) bendungan Pasuruhan harus mampu untuk mengalirkan semua debit Q_{PMF} tanpa menimbulkan *overtopping*. Berdasarkan hasil pengujian model test diperoleh bahwa elevasi muka air maksimum saat kondisi $Q_{PMF} = 2888,88 \text{ m}^3/\text{det}$ adalah + 250.460, sedangkan elevasi puncak tubuh bendung yaitu +252,500, sehingga muka air waduk masih berada 2,04 m di bawah elevasi puncak bendungan (batas toleransi *freeboard* tidak boleh kurang dari 0,75m).

b. Saluran pengarah hulu (*approach channel*)

Kondisi pada saluran pengarah pada pengujian model seri *original desain* sesuai dengan kriteria hidraulika yang baik. Kecepatan pada saluran pengarah hulu kurang dari 0,4 m/dt. Nilai Froude pada aliran kurang dari 0,4. Dan perbandingan tinggi pelimpah dengan tinggi muka air yang melimpas pada pelimpah sesuai ($P \geq H/5$). Perubahan yang terjadi pada saluran pengarah yaitu pada sisi saluran dengan menambahkan kelengkungan agar aliran cukup tenang.

c. Pelimpah

Pelimpah pada pengujian model fisik mampu melewati semua debit rancangan yang diujikan tanpa mengakibatkan aliran balik (*backwater*). Tekanan pada pelimpah tidak terjadi tekanan negatif. Sehingga kondisi pelimpah terhadap bahaya kavitasi pada tubuh pelimpah cukup aman. Pengaliran debit pada pelimpah rata pada semua debit.

d. Saluran Samping

Pada saluran samping terdapat perubahan dimensi, elevasi hulu dan hilir saluran, dan penambahan bangunan kontrol (*End Sill*). Elevasi hulu saluran pada saluran samping pada seri *original design* yaitu +236,234, diubah menjadi + 230,500. Dan pada elevasi hilir saluran yang pada saluran samping pada seri *original design* yaitu +232,786 sama dengan elevasi saluran samping, terjadi perubahan menjadi +229,500 dengan elevasi saluran transisi tetap, sehingga hilir saluran samping berada 3,286 m dibawah saluran transisi untuk meredam aliran yang telah melewati pelimpah.

e. Saluan Transisi

Perubahan pada saluran transisi yang dilakukan yaitu dibuat penyempitan, yang pada seri *original design* saluran transisi berbentuk lurus. Penyempitan dibuat sepanjang 90 m dengan penyempitan sebesar 3° , penyempitan yang dilakukan yaitu dari lebar hulu sebesar 50 m dan pada hilir 40 m. penyempitan ini dibuat untuk menenangkan aliran, agar kondisi aliran subkritis. Kondisi saluran samping tidak terjadi saluran silang karena telah dibuat penyempitan.

f. Saluran Peluncur

Pada saluran peluncur, perubahan dari seri *original design* yaitu pada lebar saluran, dari 50 m menjadi 40 m. Dengan perubahan kemiringan 0,069 (slope 1 : 14,3) menjadi 0,090 (slope 1 : 11,3), karena terdapat subkritis pada saluran peluncur, dan terdapat aliran silang. Kondisi tekanan pada saluran samping tidak terjadi tekanan negatif, sehingga tidak terjadi kavitasi.

g. Peredam Energi

Peredam Energi yang digunakan pada bendungan Pasuruhan yaitu USBR tipe IV. Perubahan dari seri *original design* yang dilakukan dengan merendahkan kolam olakan dari elevasi +221,40 menjadi +218,00, dan menambahkan panjang kemiringan dari 9,50 m menjadi 17,50 m. Tinggi air maksimum pada pengujian model pada Q_{PMF} yaitu 6,460 m dengan elevasi muka air yaitu +229,960 dengan elevasi jagaan +240,000, sehingga masih mampu mengalirkan debit rancangan.

4.7. Perhitungan Debit

Debit aliran melalui pelimpah dapat dihitung dengan menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$Q = C.L.H^{3/2} \dots\dots\dots(4-7)$$

Perencanaan pelimpah pada Bendungan Pasuruhan menggunakan debit rencana Q_{1000th} . Untuk keperluan pengujian model fisik hidrolika tentang waduk diperlukan data hasil perhitungan penelusuran debit banjir yang berupa debit *outflow*.

Tabel 4.7.
Data Debit

No.	Kala Ulang Banjir	Q Outflow Prototipe
		(m ³ /det)
1	Q_{2th}	529.180
2	Q_{5th}	698.430
3	Q_{25th}	950.390
4	Q_{50th}	1054.340
5	Q_{100th}	1157.830
6	Q_{1000th}	1797.750
7	Q_{PMF}	2888.870

Sumber : Data Konsultan

4.7.1. Perhitungan Koefisien Debit Pada Pelimpah

a. Metode USBR

Koefisien debit (C) dari ambang pelimpah diperoleh dengan langkah perhitungan sebagai berikut:

$$Q_{1000th} = 1797,750 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$L = 80 \text{ m}$$

$$P = 3 \text{ m}$$

$$\text{El. Crest} = +245,00$$

Langkah 1

Menghitung nilai H_o dengan $L = 80$ dan $C = 2$ (asumsi)

$$\begin{aligned} H_o &= (Q_{100th}/C \cdot L)^{2/3} \\ &= (1797,750/(2 \cdot 80))^{2/3} \\ &= 5,02 \text{ m} \end{aligned}$$

Langkah 2

Mencari nilai C_d menggunakan grafik hubungan P/H_d dengan C_d (grafik 2.8)

$$P = 3 \text{ m}$$

$$P/H_o = 0,59$$

Dari grafik pada gambar 2.20 didapatkan $C_d = 2,11 \text{ m}^{1/2}/\text{dt}$

Langkah 3

Mencari nilai H_d dengan C_d hasil grafik, dan menghitung lebar efektif pelimpah

$$\begin{aligned} L' &= B - (0,1 \times 2 \times H_o) \\ &= 80 - (0,117 \times 2 \times H_d) \\ &= 80 - (0,235H_d) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{hitung} &= C_d \cdot L' \cdot H_d^{1,5} \\ 1797,750 &= 2,11 \cdot 80 - (0,235H_d) \cdot H_d^{1,5} \end{aligned}$$

$$H_d = 4,88 \text{ m}$$

Dikarenakan $Q_{hitung} = Q_{rencana}$ maka $H_d = 4,88 \text{ m}$ dan $C_d = 2,11 \text{ m}^{1/2}/\text{dt}$.

Untuk hasil perhitungan nilai koefisien limpahan (C) dan tinggi muka air di atas pelimpah (H_d) dengan beberapa variasi debit disajikan pada Tabel 4.5 berikut ini:

Tabel 4.8.

Nilai Koefisien Limpahan (C) dan Tinggi Muka Air di Atas Pelimpah (H_d) Metode USBR

Kala Ulang (Tahun)	Q (m ³ /dt)	L (m)	C Asumsi	H _o (m)	P/H _d	C Grafik	H _d (m)	L efektif (m)	Q (m ³ /dt)
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]
Q _{2th}	529.18	80	2.00	2.22	1.35145	2.18	2.10	79.505	529.18
Q _{5th}	698.43	80	2.00	2.67	1.12319	2.18	2.53	79.404	698.43
Q _{25th}	950.39	80	2.00	3.28	0.91467	2.15	3.14	79.261	950.39
Q _{50th}	1054.34	80	2.00	3.51	0.85352	2.13	3.39	79.202	1054.34
Q _{100th}	1157.83	80	2.00	3.74	0.80187	2.12	3.62	79.148	1157.83
Q _{1000th}	1797.75	80	2.00	5.02	0.59802	2.11	4.88	78.851	1797.75
Q _{PMF}	2888.87	80	2.00	6.88	0.4359	2.09	6.77	78.408	2888.87

Sumber: Hasil Perhitungan

Keterangan :

[1] : kala ulang

[2] : debit prototipe(data konsultan)

[3] : lebar pelimpah

[4] : nilai koefisien asumsi awal =

[5] : 2tinggi air diatas pelimpah $H = (Q/C*L)^{2/3}$ dengan nilai $C = 2$

[6] : tinggi pelimpah/[5] ($P=3$)

[7] : diperoleh berdasarkan grafik 2.8.

[8] : *trial and error*

[9] : [3] – (0,117 x 2 x [8])

[10] : [7]*[9]*[8]^3/2

b. Metode Iwasaki

Koefisien debit (C) dari ambang pelimpah dengan metode Iwasaki diperoleh dengan langkah perhitungan sebagai berikut:

$$Q_{1000th} = 1797,75 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$L = 80 \text{ m}$$

$$P = 3 \text{ m}$$

$$\text{El. Crest} = +245,00$$

$$\begin{aligned} B' &= B - 2(n.Kp + Ka)Hd \\ &= 80 - 2(0 + (0.117))Hd \\ &= 80 - 0,235Hd \text{ m} \end{aligned}$$

Dengan menggunakan Cd asumsi = 2 perhitungan Hd ,

$$Q_{1000th} = Cd \cdot B' \cdot Hd^{3/2}$$

$$\begin{aligned} Hd &= \left[\frac{Q_{1000th}}{Cd \cdot B'} \right]^{2/3} \\ &= \left[\frac{1797,75}{2 \cdot (80 - 0,235Hd)} \right]^{2/3} \end{aligned}$$

Dengan cara trial and error maka didapatkan nilai $Hd = 5,067 \text{ m}$. Untuk selanjutnya nilai $Cd = 2$ dicek menggunakan persamaan Iwasaki (pada saat $h = Hd$) yaitu :

$$\begin{aligned} a &= \frac{0,6 - 0,0416[Hd/P]^{0,99}}{1 + 0,0416[Hd/P]^{0,99}} \\ &= \frac{0,6 - 0,0416[5,067/3]^{0,99}}{1 + 0,0416[5,067/3]^{0,99}} \\ &= 0,495 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C &= 1,6 \frac{1+2a[Hd/h]}{1+a[Hd/h]} \\
 &= 1,6 \frac{1+2*0,495[5,067/5,067]}{1+0,495[5,067/5,067]} \\
 &= 2,130
 \end{aligned}$$

Dikarenakan nilai Cd asumsi \neq Cd hitung, maka dilakukan trial and error lagi dengan menggunakan Cd asumsi awal untuk menghasilkan nilai Cd asumsi = Cd hitung. Setelah dilakukan *trial* and *error* maka dihasilkan nilai $Cd = 2,13$ dan $Hd = 4,852$ m. Berikut merupakan rekapitulasi hasil perhitungan Cd Iwasaki:

Tabel 4.9.

Hasil Perhitungan Dengan Metode Iwasaki

No	Kala Ulang	Debit (m ³ /dt)		Hd (m)		Cd	L Efektif
		Data	Iwasaki	Data	Iwasaki		
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]
1	Q _{2th}	529.18	529.18	2.09	2.11	2.17	79.50
2	Q _{5th}	698.43	698.44	2.51	2.55	2.16	79.40
3	Q _{25th}	950.39	950.40	3.10	3.14	2.16	79.26
4	Q _{50th}	1054.34	1054.36	3.33	3.37	2.15	79.21
5	Q _{100th}	1157.83	1157.85	3.55	3.59	2.15	79.16
6	Q _{1000th}	1797.75	1797.80	4.77	4.85	2.13	78.86
7	Q _{PMF}	2888.87	2889.00	6.59	6.74	2.11	78.42

Sumber : Hasil Perhitungan

Keterangan :

[2] : Kala ulang

[3] : Data konsultan

[4] : $Q = C.L'.H^{3/2}$

[5] : Data Konsultan

[6] : Hasil *trial error*[7] : $C = 1,6 \frac{1+2a[Hd/h]}{1+a[Hd/h]}$ [8] : $L' = L - 2(n.Kp + Ka)Hd$

Tabel 4.10

Rekapitulasi Hasil Perhitungan Nilai Koefisien Limpahan (C) Menurut USBR , Iwasaki dan Hasil Uji Model Fisik

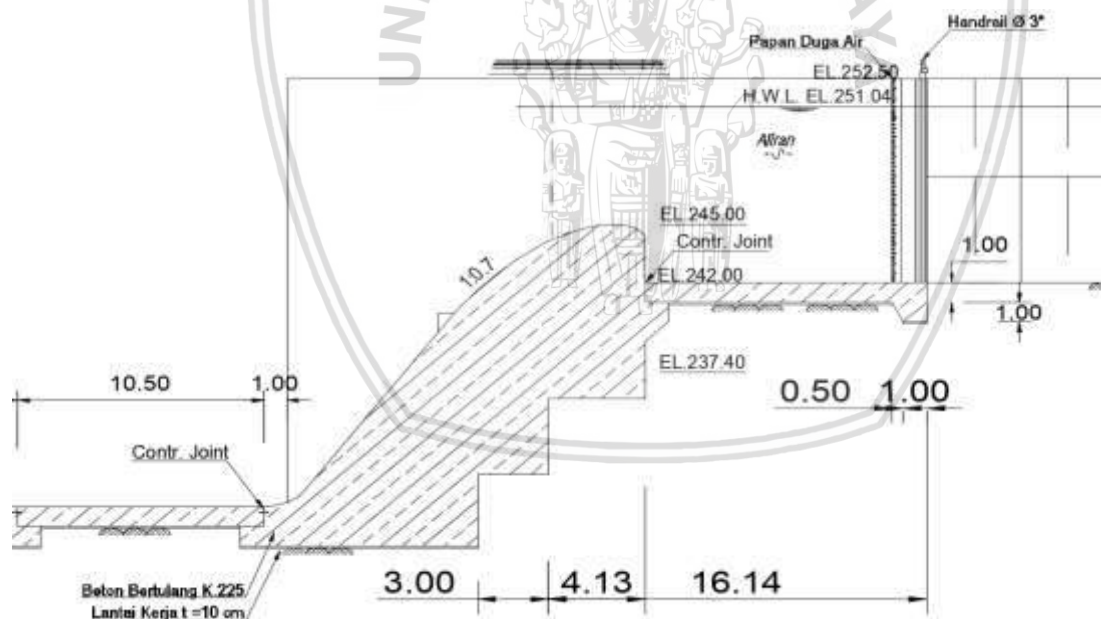
no	Kala ulang (th)	Debit (m ³ /dt)	Hd			Cd		
			Model	U.S.B.R.	Iwasaki	Model	U.S.B.R.	Iwasaki
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]
1	Q _{2th}	529.18	2.20	2.10	2.11	2.20	1.93	2.17
2	Q _{5th}	698.43	2.48	2.53	2.55	2.21	1.98	2.16
3	Q _{25th}	950.39	2.94	3.14	3.14	2.20	2.00	2.16
4	Q _{50th}	1054.34	3.44	3.39	3.37	2.19	2.02	2.15
5	Q _{100th}	1157.83	3.52	3.62	3.59	2.19	2.06	2.15
6	Q _{1000th}	1797.75	4.54	4.89	4.85	2.19	2.13	2.13
7	Q _{PMF}	2888.87	5.70	6.77	6.74	2.18	2.17	2.11

Sumber: Hasil Perhitungan

4.8. Perhitungan Muka Air dan Kecepatan

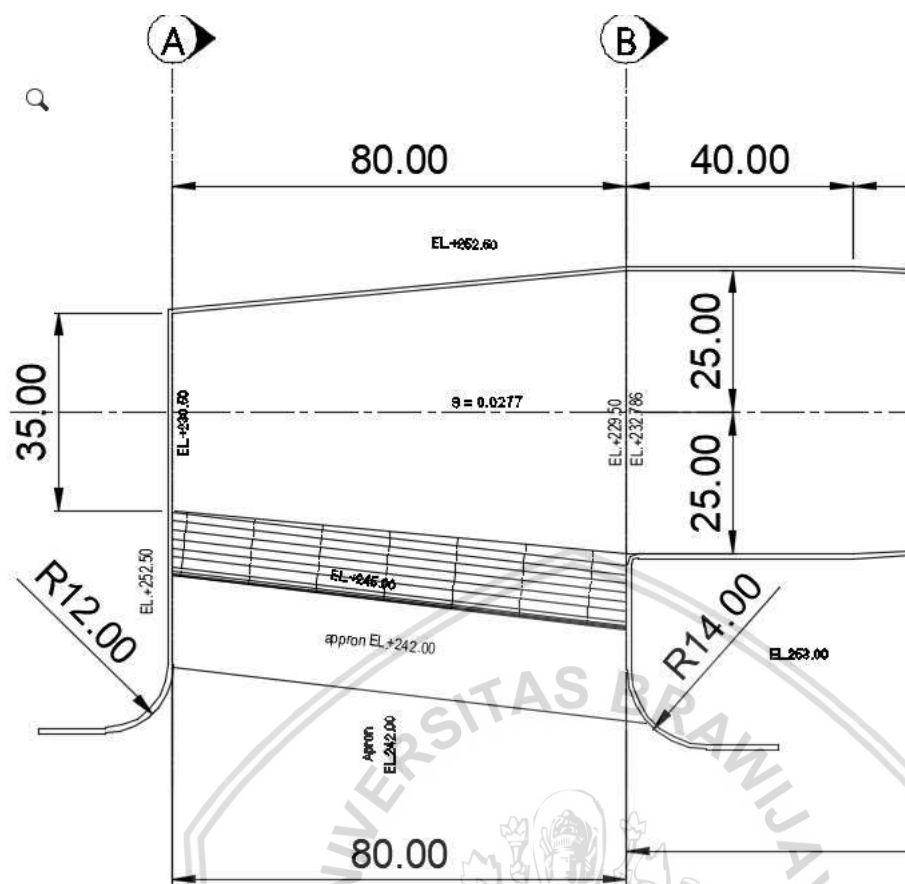
4.8.1. Analisis Hidrolika Pelimpah

Bendungan Pasuruhan menggunakan pelimpah langsung (*over flow spillway*). Mercu pelimpah memiliki lebar 80 m dan tinggi 3 meter.



Gambar 4.4 Detail pelimpah tampak samping

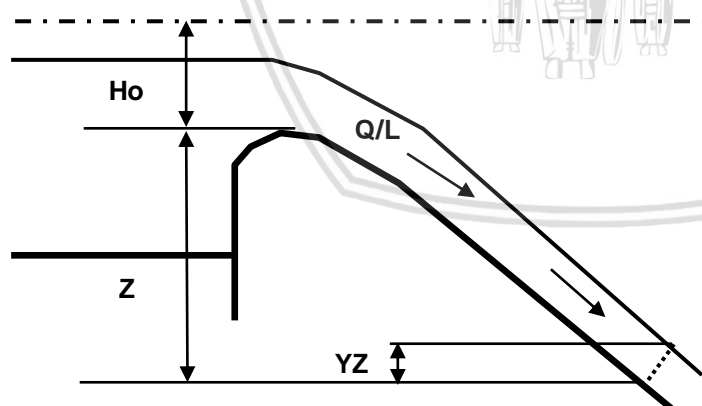
Sumber : Hasil Perencanaan Konsultan



Gambar 4.5 Detail pelimpah tampak atas

Sumber : Hasil Perencanaan Konsultan

Dengan menggunakan Persamaan (2-2) dapat dihitung profil muka air diatas pelimpah. Berikut contoh perhitungan diambil untuk Q_{1000th} :



Gambar 4.6 Mercu pelimpah tampak samping

Sumber : Hasil Perencanaan Konsultan

$$Q_{1000th} = 1797,75 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$Z = 15,50 \text{ m}$$

$$Hd = 4,770 \text{ m}$$

Dengan mensubstitusi persamaan $V_z = \sqrt{2g(Z + H_d - h_z)}$ dengan $V_z = \frac{Q}{L \cdot h_z}$ maka

didapatkan persamaan sebagai berikut:

$$\sqrt{2g(Z + H_d - h_z)} - \frac{Q}{L \cdot h_z} = 0$$

Selanjutnya dengan coba-coba (*trial & error*) pada saat $Z = 1$ m, akan didapatkan nilai $h_z = 3,220$ m. Selanjutnya didapatkan nilai V_z :

$$V_z = \frac{Q_{1000}}{B \cdot H}$$

$$V_z = \frac{1797,75}{80 \cdot 3,22} = 7,073 \text{ m/dt}$$

Bilangan froude (F_z) :

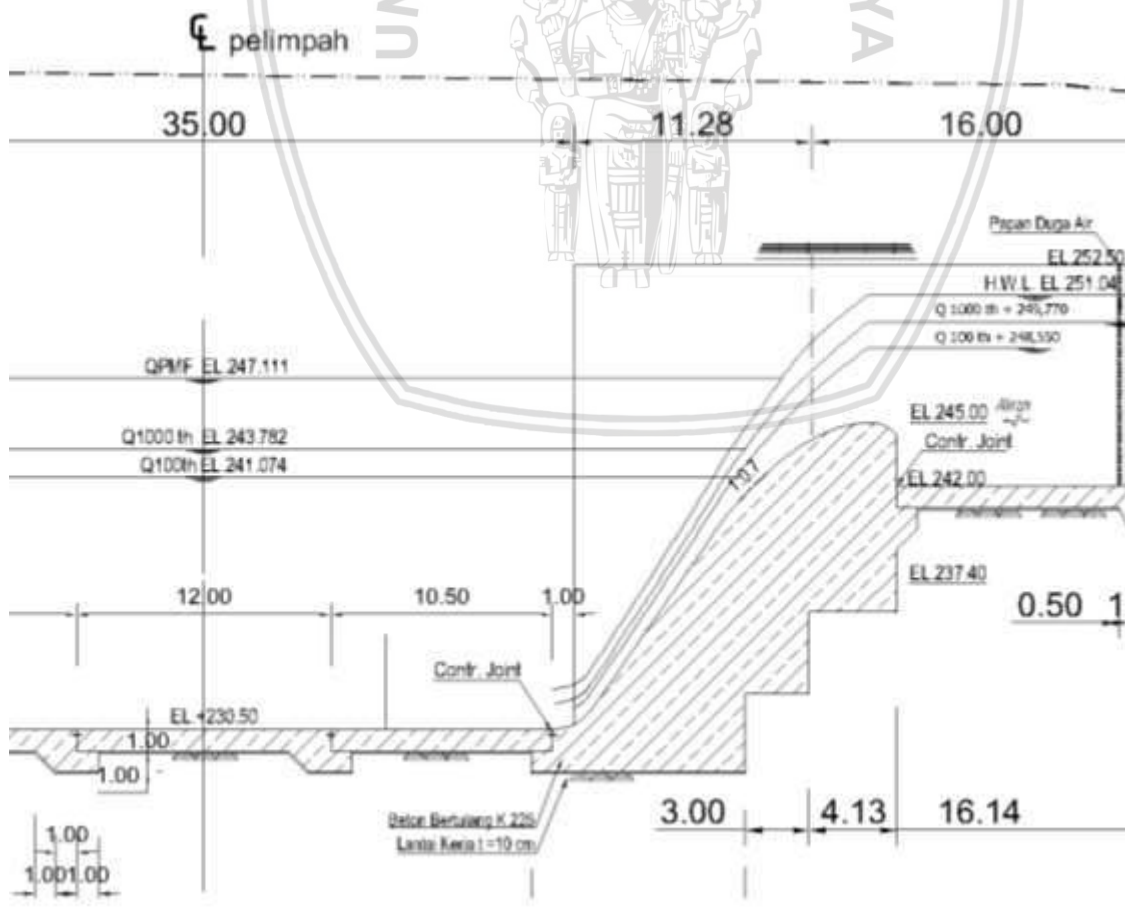
$$F_z = \frac{V_z}{\sqrt{g \cdot h_z}}$$

$$F_z = \frac{7,073}{\sqrt{9,81 \cdot 3,22}} = 1,259$$

Elevasi lereng pelimpah = +244,0 m

Elevasi muka air = 244,0 + 3,220 = +247,220 m

Perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada Tabel 4.11 – 4.13.



Gambar 4.7 Profil muka air mercu pelimpah
Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.11

Perhitungan Profil Muka Air Diatas Pelimpah Pada Q_{100th}

Z	YZ	VZ	FZ	El Dasar Spillway	El Muka Air
(m)	(m)	(m/dt)			
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]
0.00	2.554	4.421	0.883	245.000	247.554
1.00	2.078	6.964	1.542	244.000	246.078
1.13	1.993	7.260	1.642	243.870	245.863
1.50	1.817	7.964	1.886	243.500	245.317
2.00	1.656	8.741	2.169	243.000	244.656
2.50	1.538	9.409	2.422	242.500	244.038
3.00	1.446	10.007	2.657	242.000	243.446
3.50	1.371	10.556	2.878	241.500	242.871
3.84	1.327	10.907	3.023	241.160	242.487
4.00	1.308	11.067	3.090	241.000	242.308
4.50	1.253	11.548	3.293	240.500	241.753
5.00	1.206	12.004	3.490	240.000	241.206
5.50	1.163	12.439	3.682	239.500	240.663
6.00	1.126	12.856	3.869	239.000	240.126
6.50	1.092	13.258	4.051	238.500	239.592
7.00	1.061	13.645	4.230	238.000	239.061
7.50	1.032	14.020	4.405	237.500	238.532
8.00	1.006	14.383	4.578	237.000	238.006
8.50	0.982	14.736	4.747	236.500	237.482
9.00	0.960	15.080	4.915	236.000	236.960
9.50	0.939	15.415	5.079	235.500	236.439
10.00	0.919	15.742	5.242	235.000	235.919
10.50	0.901	16.062	5.402	234.500	235.401
11.00	0.884	16.375	5.561	234.000	234.884
11.50	0.868	16.681	5.718	233.500	234.368
12.00	0.852	16.981	5.873	233.000	233.852
12.50	0.838	17.276	6.026	232.500	233.338
13.00	0.824	17.565	6.178	232.000	232.824
13.50	0.811	17.850	6.329	231.500	232.311
14.00	0.798	18.129	6.478	231.000	231.798
14.50	0.786	18.404	6.626	230.500	231.286
15.00	0.775	18.675	6.773	230.000	230.775
15.05	0.774	18.702	6.787	229.950	230.724

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.12

Perhitungan Profil Muka Air Diatas Pelimpah Pada Q_{1000th}

Z (m)	YZ (m)	VZ (m/dt)	FZ	El Dasar Spillway	El Muka Air
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]
0.00	3.180	5.585	1.000	245.000	248.180
1.00	3.112	7.222	1.307	244.000	247.112
1.13	2.957	7.599	1.411	243.870	246.827
1.50	2.676	8.397	1.639	243.500	246.176
2.00	2.437	9.220	1.886	243.000	245.437
2.50	2.269	9.906	2.100	242.500	244.769
3.00	2.138	10.512	2.296	242.000	244.138
3.50	2.031	11.064	2.479	241.500	243.531
3.84	1.969	11.415	2.598	241.160	243.129
4.00	1.941	11.575	2.652	241.000	242.941
4.50	1.864	12.054	2.819	240.500	242.364
5.00	1.797	12.507	2.979	240.000	241.797
5.50	1.737	12.939	3.135	239.500	241.237
6.00	1.683	13.352	3.286	239.000	240.683
6.50	1.634	13.750	3.434	238.500	240.134
7.00	1.590	14.133	3.578	238.000	239.590
7.50	1.549	14.503	3.720	237.500	239.049
8.00	1.512	14.862	3.859	237.000	238.512
8.50	1.477	15.211	3.996	236.500	237.977
9.00	1.445	15.550	4.130	236.000	237.445
9.50	1.415	15.881	4.263	235.500	236.915
10.00	1.387	16.204	4.393	235.000	236.387
10.50	1.360	16.520	4.522	234.500	235.860
11.00	1.335	16.829	4.650	234.000	235.335
11.50	1.312	17.131	4.776	233.500	234.812
12.00	1.289	17.428	4.900	233.000	234.289
12.50	1.268	17.719	5.023	232.500	233.768
13.00	1.248	18.004	5.145	232.000	233.248
13.50	1.229	18.285	5.266	231.500	232.729
14.00	1.211	18.561	5.386	231.000	232.211
14.50	1.193	18.833	5.504	230.500	231.693
15.00	1.177	19.100	5.622	230.000	231.177
15.05	1.175	19.126	5.634	229.950	231.125

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.13

Perhitungan Profil Muka Air Diatas Pelimpah Pada Q_{PMF}

Z	YZ	VZ	FZ	El Dasar Spillway	El Muka Air
(m)	(m)	(m/dt)			
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]
1.00	5.082	7.106	1.006	244.000	249.082
1.13	4.660	7.749	1.146	243.870	248.530
1.50	4.062	8.890	1.408	243.500	247.562
2.00	3.679	9.816	1.634	243.000	246.679
2.50	3.425	10.542	1.819	242.500	245.925
3.00	3.234	11.168	1.983	242.000	245.234
3.50	3.079	11.729	2.134	241.500	244.579
3.84	2.989	12.083	2.232	241.160	244.149
4.00	2.949	12.244	2.276	241.000	243.949
4.50	2.838	12.724	2.412	240.500	243.338
5.00	2.740	13.177	2.541	240.000	242.740
5.50	2.654	13.606	2.667	239.500	242.154
6.00	2.576	14.017	2.788	239.000	241.576
6.50	2.506	14.410	2.906	238.500	241.006
7.00	2.442	14.790	3.022	238.000	240.442
7.50	2.383	15.156	3.135	237.500	239.883
8.00	2.328	15.511	3.246	237.000	239.328
8.50	2.278	15.855	3.354	236.500	238.778
9.00	2.230	16.190	3.461	236.000	238.230
9.50	2.186	16.516	3.566	235.500	237.686
10.00	2.145	16.835	3.670	235.000	237.145
10.50	2.106	17.146	3.772	234.500	236.606
11.00	2.069	17.450	3.873	234.000	236.069
11.50	2.035	17.748	3.973	233.500	235.535
12.00	2.002	18.041	4.071	233.000	235.002
12.50	1.970	18.327	4.169	232.500	234.470
13.00	1.941	18.609	4.265	232.000	233.941
13.50	1.912	18.885	4.360	231.500	233.412
14.00	1.885	19.157	4.455	231.000	232.885
14.50	1.859	19.425	4.549	230.500	232.359
15.00	1.834	19.688	4.641	230.000	231.834
15.05	1.832	19.714	4.651	229.950	231.782

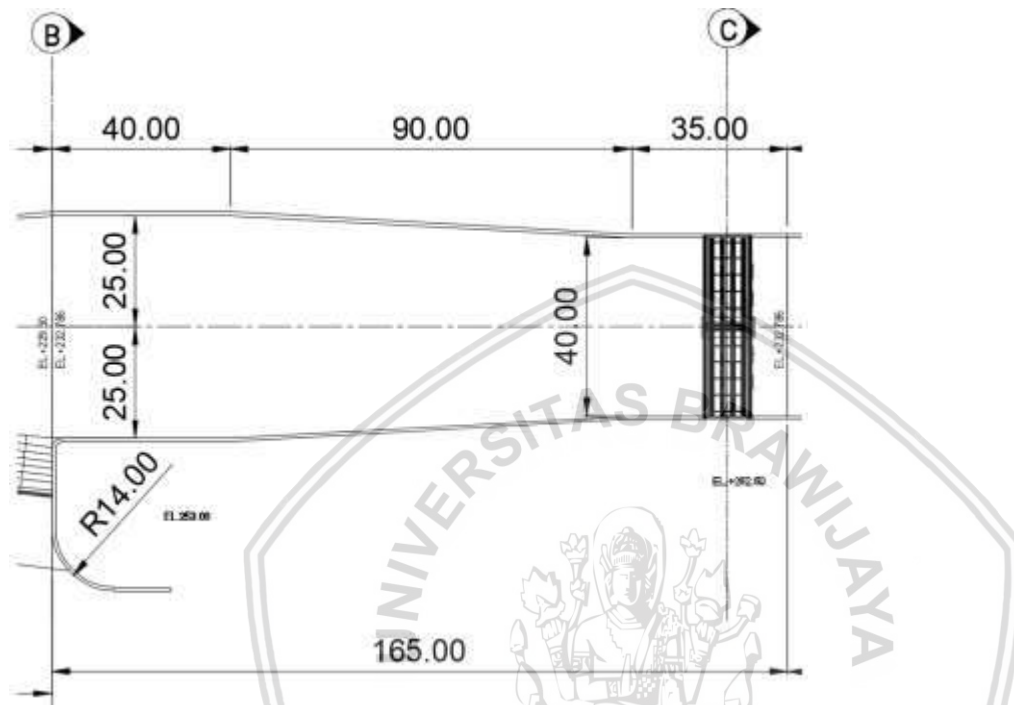
Sumber: Hasil Perhitungan

4.9 Analisa Hidrolika Pada Saluran Transisi

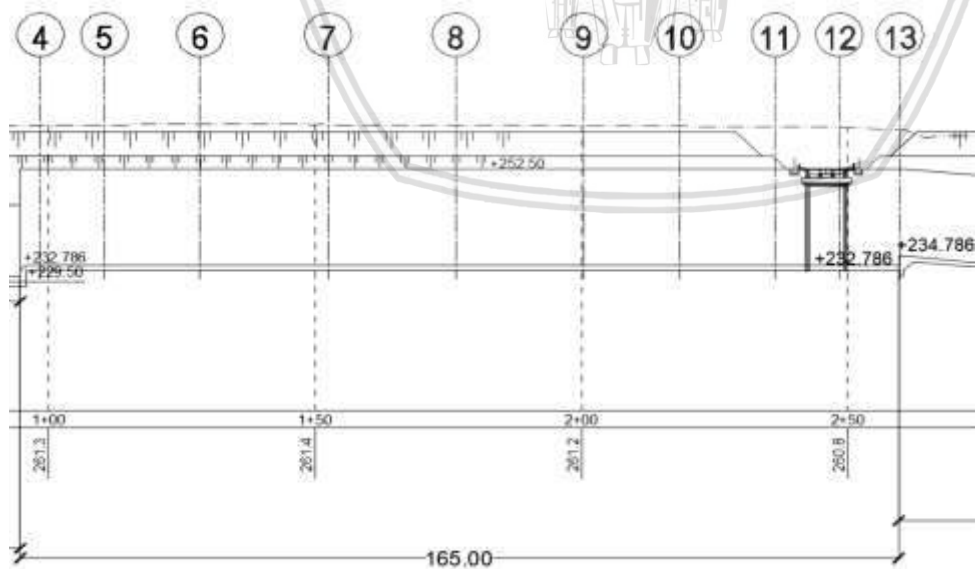
4.9.1. Bentuk Saluran Transisi

Bentuk saluran transisi pada Bendungan Pasuruhan bentuk persegi dengan lebar 50 m pada hulu lalu menyempit menjadi 40 m pada hilir saluran, dan dengan panjang saluran transisi 165 m yang terdiri dari 3 bagian saluran, yaitu dengan bagian awal (hilir saluran

setelah bagian penyempitan) lebar 40 m sepanjang 35 m, bagian penyempitan dengan lebar hulu saluran 50 m dan hilir penyempitan 40 m dengan panjang penyempitan 90 m, dan bagian hulu saluran (sebelum terjadinya penyempitan) memiliki lebar 50 m dan panjang 40 m. Elevasi dasar saluran transisi yaitu +232,786 m dan tinggi *endsill* 2 m (elevasi *endsill* +234,786)



Gambar 4.8 Denah memanjang saluran transisi
Sumber : Desain Konsultan



Gambar 4.9 Saluran transisi tampak samping
Sumber : Desain Konsultan

4.9.2. Perhitungan Profil Muka Air Pada Saluran Transisi

Berikut ini merupakan contoh perhitungan profil muka air pada saluran transisi dengan debit pengaliran Q_{1000th} . Contoh perhitungan pada *section* 13 dan 12 pada bagian hulu saluran transisi yang tidak mengalami penyempitan. Panjang bagian ini yaitu 35 m. Berikut perhitungan untuk bagian hulu yang tidak mengalami penyempitan.

Saluran transisi *section* 13;

$$Q_{1000th} = 1797,75 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$B_{\text{sec } 13} = 40 \text{ m}$$

$$\text{Slope} = 0,00$$

$$\text{Elevasi section 13} = 234,786 \text{ m}$$

Perhitungan tinggi air pada *section* 13 (pada saat kondisi air kritis, $Fr = 1$)

$$\begin{aligned} h_{13} = hc &= \sqrt[3]{\frac{\left(\frac{Q}{B}\right)^2}{2g}} \\ &= \sqrt[3]{\frac{\left(\frac{1797,75}{40}\right)^2}{2 \cdot 9,81}} \\ &= 5,905 \text{ m} \\ V_{13} &= V_c = Q/A = 1797,75 / (40 \cdot 5,905) = 7,61 \text{ m/dt} \\ h_{f \text{ section } 13} &= \frac{V_{13}^2}{2 \cdot g} = \frac{7,61^2}{2 \cdot 9,81} = 2,953 \text{ m} \\ Z_{13} + h_{13} + (V_{13})^2/2g &= 2 + 5,905 + 7,61 = 10,858 \text{ m} \\ Fr &= \frac{V_c}{\sqrt{g \cdot h_c}} = \frac{7,61}{\sqrt{9,81 \cdot 5,905}} = 1 \\ \text{Jari-jari hidrolis, } (R) &= \frac{A_{13}}{P_{13}} = \frac{236,20}{51,81} = 4,56 \text{ m} \end{aligned}$$

Setelah menghitung kondisi hidrolis pada *section* 13, maka langkah perhitungan selanjutnya sebagai berikut:

- Lebar dasar saluran *section* 12, ($b = 40 \text{ m}$)
- Panjang jarak *section* 12 sampai *section* 13, $\Delta X = 11,2 \text{ m}$
- Perbedaan tinggi *section* $Z_{12} = \text{Elevasi section 13} - \text{Elevasi section 12} = 234,789 - 232,789 = 2 \text{ m}$
- Coba-coba tinggi muka air pada *section* 12, $h = 9,795 \text{ m}$
- Didapat Luas penampang basah, $A = 40 \times 9,795 = 391,79 \text{ m}^2$, Keliling penampang basah, $P = 40 + (2 \times 9,795) = 59,59 \text{ m}$, Jari jari hidrolis, $R = A/P = 391,79/59,59 = 6,57 \text{ m}$.
- Kecepatan Aliran $V_{12} = Q / A = 1797,750 / 391,79 = 4,59 \text{ m/det}$

g. $h_{v12} = \frac{V_{12}^2}{2g} = \frac{4,59^2}{2*9,81} = 1,073 \text{ m}$

h. Kehilangan akibat perubahan penampang,

$$h_e = \frac{K|V_{13}^2 - V_{12}^2|}{2g}$$

$$h_e = \frac{0|7,610^2 - 4,590^2|}{2*9,81} = 0$$

i. Kehilangan akibat faktor gesekan,

$$hf = \frac{n^2 \left(\frac{V_{13} + V_{12}}{2} \right)^2}{\left(\frac{R_{13} + R_{12}}{2} \right)^{4/3}} \Delta x$$

$$hf = \frac{0,014^2 \left(\frac{7,610 + 4,590}{2} \right)^2}{\left(\frac{4,560 + 6,570}{2} \right)^{4/3}} 11,20 = 0,01 \text{ m}$$

Dengan menggunakan persamaan (2 - 4) maka persamaannya menjadi,

$$Z_{I3} + h_{I3} + \frac{V_{13}^2}{2g} = Z_{I2} + h_{I2} + \frac{V_{12}^2}{2g} - h_f - h_e$$

$$2 + 5,905 + 2,953 = 0 + 9,795 + 1,073 - 0,01$$

$$10,868 = 10,868 \text{ (memenuhi)}$$

dengan menggunakan sistem coba-coba maka didapatkan nilai $h_{I2} = 9,795 \text{ m}$, memenuhi. Selanjutnya perhitungan saluran yang mengalami penyempitan. Panjang saluran yang mengalami penyempitan ini yaitu 90 meter, dengan lebar bagian hilir 40 meter, dan hulu 50 meter. Pada contoh perhitungan penyempitan pada saluran transisi menggunakan *section* 12 dan 11. Berikut merupakan perhitungan untuk saluran transisi pada bagian penyempitan :

Saluran transisi *section* 12;

$$Q_{1000th} = 1797,75 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$B_{sec\ 12} = 40 \text{ m}$$

$$\text{Slope} = 0,00$$

$$\text{Elevasi section 12} = 232,786 \text{ m}$$

Profil muka air pada *section* 12

$$h_{I2} = 9,975 \text{ m}$$

$$V_{I2} = 4,59 \text{ m/dt}$$

$$h_{f\ section\ 12} = \frac{V_{12}^2}{2*g} = \frac{4,59^2}{2*9,81} = 1,073 \text{ m}$$

$$Z_{I2} + h_{I2} + (V_{I2})^2/2g = 0 + 9,975 + 1,073 = 10,868 \text{ m}$$

$$Fr = \frac{V_{12}}{\sqrt{g*h_{I2}}} = \frac{4,59}{\sqrt{9,81*9,975}} = 0,468$$

$$\text{Jari-jari hidrolis, } (R) = \frac{A_{12}}{P_{12}} = \frac{391,79}{59,59} = 6,57 \text{ m}$$

Setelah menghitung kondisi hidrolis pada *section* 11, maka langkah perhitungan selanjutnya sebagai berikut:

- Lebar dasar saluran *section* 11, ($b = 40,69 \text{ m}$)
- Panjang jarak *section* 12 sampai *section* 11, yaitu $\Delta X = 12 \text{ m}$
- Perbedaan tinggi *section* $Z_{12} = 0$
- Coba-coba tinggi muka air pada *section* 11, $h_{11} = 9,856 \text{ m}$
- Didapat Luas penampang basah, $A = 40 \times 9,856 = 401,05 \text{ m}^2$, Keliling penampang basah, $P = 40 + (2 \times 9,856) = 60,40 \text{ m}$, Jari jari hidrolis, $R = A/P = 401,05/60,40 = 6,64 \text{ m}$.

$$\text{f. Kecepatan Aliran } V_{11} = Q / A = 1797,750 / 401,05 = 4,48 \text{ m/det}$$

$$\text{g. } h_{v11} = \frac{V_{11}^2}{2g} = \frac{4,48^2}{2 \times 9,81} = 1,024 \text{ m}$$

- Kehilangan akibat perubahan penampang,

$$h_e = \frac{K|V_{12}^2 - V_{11}^2|}{2g}$$

$$h_e = \frac{0,1|4,590^2 - 4,480^2|}{2 \times 9,81} = 0,005 \text{ m}$$

- Kehilangan akibat faktor gesekan,

$$h_f = \frac{n^2 \left(\frac{V_{12} + V_{11}}{2} \right)^2}{\left(\frac{R_{12} + R_{11}}{2} \right)^{4/3}} \Delta x$$

$$h_f = \frac{0,014^2 \left(\frac{4,590 + 4,480}{2} \right)^2}{\left(\frac{6,570 + 6,640}{2} \right)^{4/3}} 12 = 0,01 \text{ m}$$

Seperti yang dilakukan pada perhitungan sebelumnya, menggunakan persamaan (2 - 4) maka persamaannya menjadi,

$$Z_{12} + h_{12} + \frac{V_{12}^2}{2g} = Z_{11} + h_{11} + \frac{V_{11}^2}{2g} - h_f - h_e$$

$$0 + 9,795 + 1,073 = 0 + 9,856 + 1,024 - 0,01 - 0,005$$

$$10,880 = 10,880 \text{ (memenuhi)}$$

dengan menggunakan sistem coba-coba maka didapatkan nilai $h_{11} = 9,856 \text{ m}$, memenuhi. Setelah menghitung profil muka air pada bagian penyempitan, maka selanjutnya menghitung profil muka air saat sebelum terjadi penyempitan. Bagian ini memiliki panjang 40 meter dengan lebar saluran 50 meter. Pada contoh perhitungan ini, menggunakan *section* 7 dan 6. Berikut perhitungan untuk *section* 7 dan 6. Saluran transisi *section* 7, data

profil muka air pada *section* ini diperoleh dari lanjutan perhitungan pada saluran yang mengalami penyempitan, yang disajikan pada tabel 4.18 – 4.24;

$$Q_{1000th} = 1797,75 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$B_{sec\ 7} = 50 \text{ m}$$

$$\text{Slope} = 0,00$$

$$\text{Elevasi section 7} = 232,786 \text{ m}$$

$$h_7 = 10.343 \text{ m}$$

$$V_7 = 3.48 \text{ m/dt}$$

$$h_{f\ \text{section 7}} = \frac{V_7^2}{2 \cdot g} = \frac{3.48^2}{2 \cdot 9,81} = 0,616 \text{ m}$$

$$Z_7 + h_7 + (V_7)^2/2g = 0 + 10.343 + 0,616 = 10,958 \text{ m}$$

$$Fr = \frac{V_7}{\sqrt{g \cdot h_7}} = \frac{4,59}{\sqrt{9,81 \cdot 9,975}} = 0,345$$

$$\text{Jari-jari hidrolis, } (R) = \frac{A_7}{P_7} = \frac{517,13}{70,69} = 7,32 \text{ m}$$

Langkah perhitungan selanjutnya menghitung profil muka air pada *section* 6, berikut perhitungan untuk *section* 6:

- Lebar dasar saluran *section* 6, ($b = 50 \text{ m}$)
- Panjang jarak *section* 7 sampai *section* 6, $\Delta X = 24 \text{ m}$
- Perbedaan tinggi *section* $Z_6 = 0 \text{ m}$
- Coba-coba tinggi muka air pada *section* 6, $h = 10,341 \text{ m}$
- Didapat Luas penampang basah, $A = 40 \times 10,341 = 517,05 \text{ m}^2$, Keliling penampang basah, $P = 40 + (2 \times 10,341) = 70,68 \text{ m}$, Jari jari hidrolis, $R = A/P = 517,05/70,68 = 7,32 \text{ m}$. Kecepatan Aliran $V_6 = Q/A = 1797,750 / 517,05 = 3,48 \text{ m/det}$

$$f. \ h_{v6} = \frac{V_6^2}{2g} = \frac{3,48^2}{2 \cdot 9,81} = 0,616 \text{ m}$$

- Kehilangan akibat perubahan penampang,

$$h_e = \frac{K|V_7^2 - V_6^2|}{2g}$$

$$h_e = \frac{0|3,480^2 - 3,476^2|}{2 \cdot 9,81} = 0 \text{ m}$$

- Kehilangan akibat faktor gesekan,

$$hf = \frac{n^2 \left(\frac{V_7 + V_6}{2} \right)^2}{\left(\frac{R_7 + R_6}{2} \right)^{4/3}} \Delta x$$

$$hf = \frac{0,014^2 \left(\frac{3,480 + 3,476}{2} \right)^2}{\left(\frac{7,316 + 7,315}{2} \right)^{4/3}} 24 = 0,02 \text{ m}$$

Dengan menggunakan persamaan (2 - 4) maka persamaannya menjadi,

$$Z_7 + h_7 + \frac{v_7^2}{2g} = Z_6 + h_6 + \frac{v_6^2}{2g} - h_f - h_e$$

$$0 + 10,343 + 0,616 = 0 + 10,341 + 0,616 - 0$$

$$10.868 = 10.868 \text{ (memenuhi)}$$

dengan menggunakan sistem coba-coba maka didapatkan nilai $h_6 = 10,343$ m, memenuhi.



Tabel 4.14
Perhitungan Profil Muka Air Saluran Transisi Pada Q_{100th}

No	Jarak m	ΔX m	B1 m	Z1 m	h1 m	El. MA	A2 m	U1 m/det	$h + Z + U^2 / 2g$ m	P1 m	R1 m	Sf	Sf-rata	Sfr. ΔX m	he m	$h2 + Z2 + U^2 / 2g + hf + he$ m	Ket.	Fr	Keterangan Fr
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
13	0.00	0.00	40.00	2.000	4.404	239.190	176.15	6.573	8.606	48.81	3.61	0.0015						1.0000	KRITIS
12	11.20	11.20	40.00	0.000	6.721	239.507	268.84	6.102	8.619	53.44	5.03	0.0008	0.0012	0.01	0.000	8.619	OK	0.7515	SUB KRITIS
11	23.20	12.00	40.69	0.000	8.074	240.860	328.52	4.126	8.942	56.84	5.78	0.0003	0.0006	0.01	0.309	8.942	OK	0.4637	SUB KRITIS
10	41.20	18.00	42.69	0.000	8.047	240.833	343.51	4.263	8.973	58.78	5.84	0.0003	0.0003	0.01	0.017	8.973	OK	0.4798	SUB KRITIS
9	59.20	18.00	45.36	0.000	8.133	240.919	368.91	4.142	9.007	61.63	5.99	0.0003	0.0003	0.02	0.015	9.007	OK	0.4637	SUB KRITIS
8	83.20	24.00	48.02	0.000	8.181	240.967	392.86	4.100	9.038	64.38	6.10	0.0003	0.0003	0.03	0.005	9.038	OK	0.4577	SUB KRITIS
7	107.20	24.00	50.00	0.000	8.214	241.000	410.72	4.040	9.047	66.43	6.18	0.0003	0.0003	0.03	0.007	9.047	OK	0.4501	SUB KRITIS
6	131.20	24.00	50.00	0.000	8.221	241.007	411.04	4.024	9.046	66.44	6.19	0.0003	0.0003	0.04	0.000	9.046	OK	0.4481	SUB KRITIS
5	149.20	18.00	50.00	0.000	8.232	241.018	411.58	4.010	9.051	66.46	6.19	0.0003	0.0003	0.04	0.000	9.051	OK	0.4462	SUB KRITIS
4	161.20	12.00	50.00	0.000	8.235	241.021	411.75	4.010	9.055	66.47	6.19	0.0003	0.0003	0.05	0.000	9.055	OK	0.4461	SUB KRITIS
-	165.00	3.80	50.00	0.000	8.680	241.466	433.99	2.668	9.043	67.36	6.44	0.0001	0.0002	0.04	0.000	9.043	OK	0.2891	SUB KRITIS

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.15
Perhitungan Profil Muka Air Saluran Transisi Pada Q_{100th}

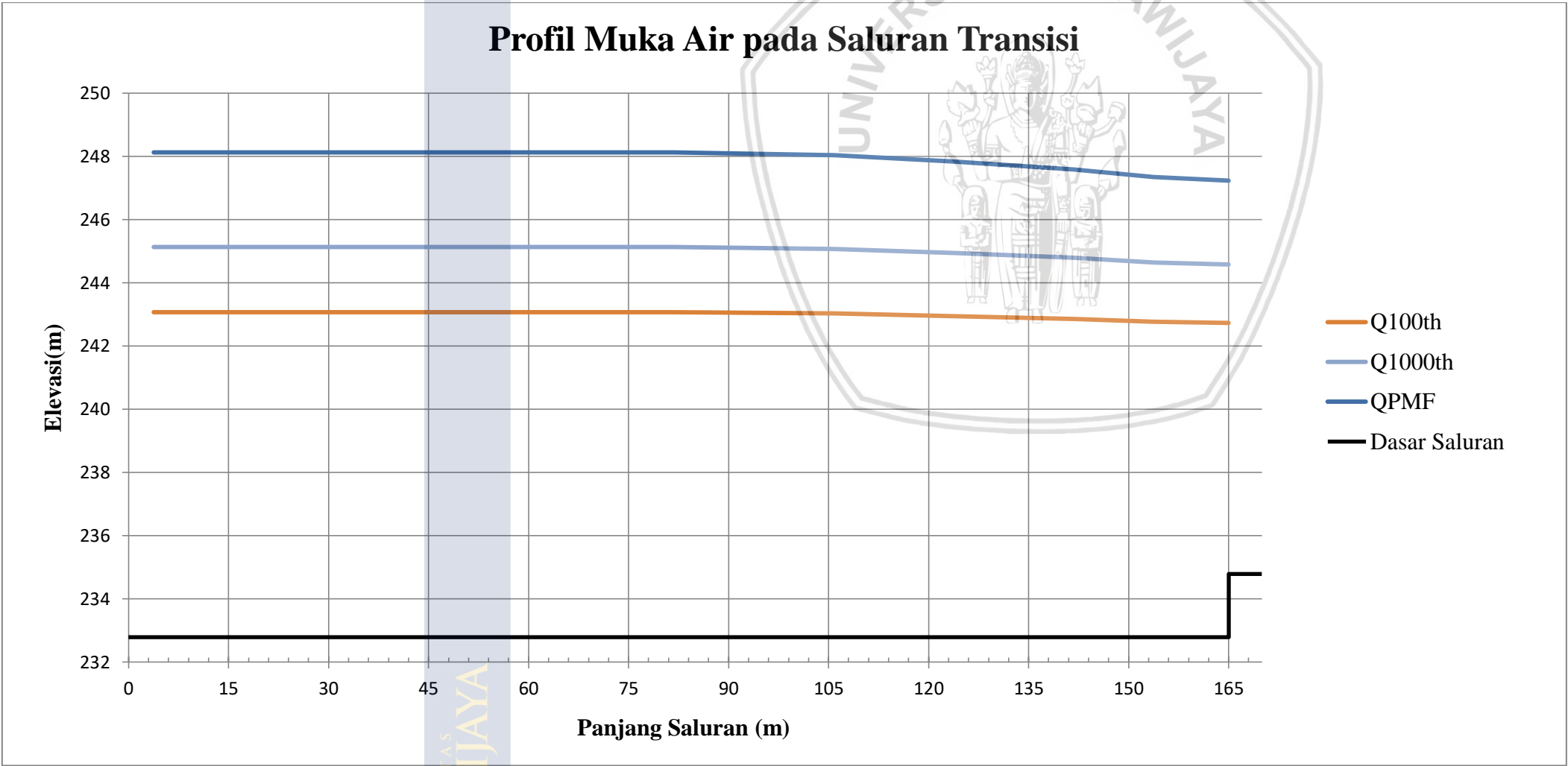
No	Jarak m	ΔX m	B1 m	Z1 m	h1 m	El. MA	A2 m	U1 m/det	$h + Z + U^2 / 2g$ m	P1 m	R1 m	Sf	Sf-rata	Sfr. ΔX m	he m	$h2 + Z2 + U^2 / 2g + hf + he$ m	Ket.	Fr	Keterangan Fr
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
13	0.00	0.00	40.00	2.000	5.905	240.691	236.20	5.685	9.553	51.81	4.56	0.0008						0.7470	KRITIS
12	11.20	11.20	40.00	0.000	7.919	240.705	316.76	5.675	9.561	55.84	5.67	0.0006	0.0007	0.01	0.000	9.561	OK	0.6439	SUB KRITIS
11	23.20	12.00	40.69	0.000	8.050	240.836	327.55	5.488	9.585	56.79	5.77	0.0006	0.0006	0.01	0.011	9.585	OK	0.6176	SUB KRITIS
10	41.20	18.00	42.69	0.000	8.326	241.112	355.42	5.058	9.630	59.34	5.99	0.0005	0.0005	0.02	0.023	9.630	OK	0.5597	SUB KRITIS
9	59.20	18.00	45.36	0.000	8.591	241.377	389.70	4.613	9.676	62.54	6.23	0.0004	0.0004	0.02	0.022	9.676	OK	0.5025	SUB KRITIS
8	83.20	24.00	48.02	0.000	8.796	241.582	422.40	4.256	9.720	65.61	6.44	0.0003	0.0003	0.03	0.016	9.720	OK	0.4582	SUB KRITIS
7	107.20	24.00	50.00	0.000	8.883	241.669	444.17	4.047	9.718	67.77	6.55	0.0003	0.0003	0.03	0.009	9.718	OK	0.4336	SUB KRITIS
6	131.20	24.00	50.00	0.000	8.882	241.668	444.09	4.048	9.717	67.76	6.55	0.0003	0.0003	0.04	0.000	9.717	OK	0.4337	SUB KRITIS
5	149.20	18.00	50.00	0.000	8.889	241.675	444.43	4.045	9.723	67.78	6.56	0.0003	0.0003	0.05	0.000	9.723	OK	0.4332	SUB KRITIS
4	161.20	12.00	50.00	0.000	8.893	241.679	444.66	4.043	9.726	67.79	6.56	0.0003	0.0003	0.05	0.000	9.726	OK	0.4328	SUB KRITIS
-	165.00	3.80	50.00	0.000	8.895	241.681	444.73	4.042	9.728	67.79	6.56	0.0003	0.0003	0.05	0.000	9.728	OK	0.4327	SUB KRITIS

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.16
Perhitungan Profil Muka Air Saluran Transisi Pada Q_{PMF}

No	Jarak m	ΔX m	B1 m	Z1 m	h1 m	El. MA	A2 m	U1 m/det	$h + Z + U^2 / 2g$ m	P1 m	R1 m	Sf	Sf-rata	Sfr. ΔX m	he m	$h2 + Z2 + U^2 / 2g + hf + he$ m	Ket.	Fr	Keterangan Fr
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
13	0.00	0.00	40.00	2.000	8.101	242.887	324.05	7.15	12.707	56.20	5.77	0.0010						0.8020	KRITIS
12	11.20	11.20	40.00	0.000	10.122	242.908	404.86	7.14	12.717	60.24	6.72	0.0008	0.0009	0.01	0.000	12.717	OK	0.7161	SUB KRITIS
11	23.20	12.00	40.69	0.000	10.361	243.147	421.58	6.85	12.754	61.41	6.86	0.0007	0.0007	0.02	0.020	12.754	OK	0.6797	SUB KRITIS
10	41.20	18.00	42.69	0.000	10.831	243.617	462.36	6.25	12.820	64.35	7.18	0.0006	0.0006	0.03	0.040	12.820	OK	0.6062	SUB KRITIS
9	59.20	18.00	45.36	0.000	11.252	244.038	510.40	5.66	12.885	67.86	7.52	0.0004	0.0005	0.03	0.036	12.885	OK	0.5387	SUB KRITIS
8	83.20	24.00	48.02	0.000	11.562	244.348	555.23	5.20	12.942	71.14	7.80	0.0003	0.0004	0.03	0.025	12.942	OK	0.4885	SUB KRITIS
7	107.20	24.00	50.00	0.000	11.693	244.479	584.65	4.94	12.937	73.39	7.97	0.0003	0.0004	0.04	0.014	12.937	OK	0.4614	SUB KRITIS
6	131.20	24.00	50.00	0.000	11.687	244.473	584.35	4.94	12.933	73.37	7.96	0.0003	0.0004	0.05	0.000	12.933	OK	0.4617	SUB KRITIS
5	149.20	18.00	50.00	0.000	11.695	244.481	584.76	4.94	12.939	73.39	7.97	0.0003	0.0004	0.05	0.000	12.939	OK	0.4612	SUB KRITIS
4	161.20	12.00	50.00	0.000	11.701	244.487	585.04	4.94	12.944	73.40	7.97	0.0003	0.0004	0.06	0.000	12.944	OK	0.4609	SUB KRITIS
-	165.00	3.80	50.00	0.000	11.702	244.488	585.12	4.94	12.945	73.40	7.97	0.0003	0.0004	0.06	0.000	12.945	OK	0.4608	SUB KRITIS

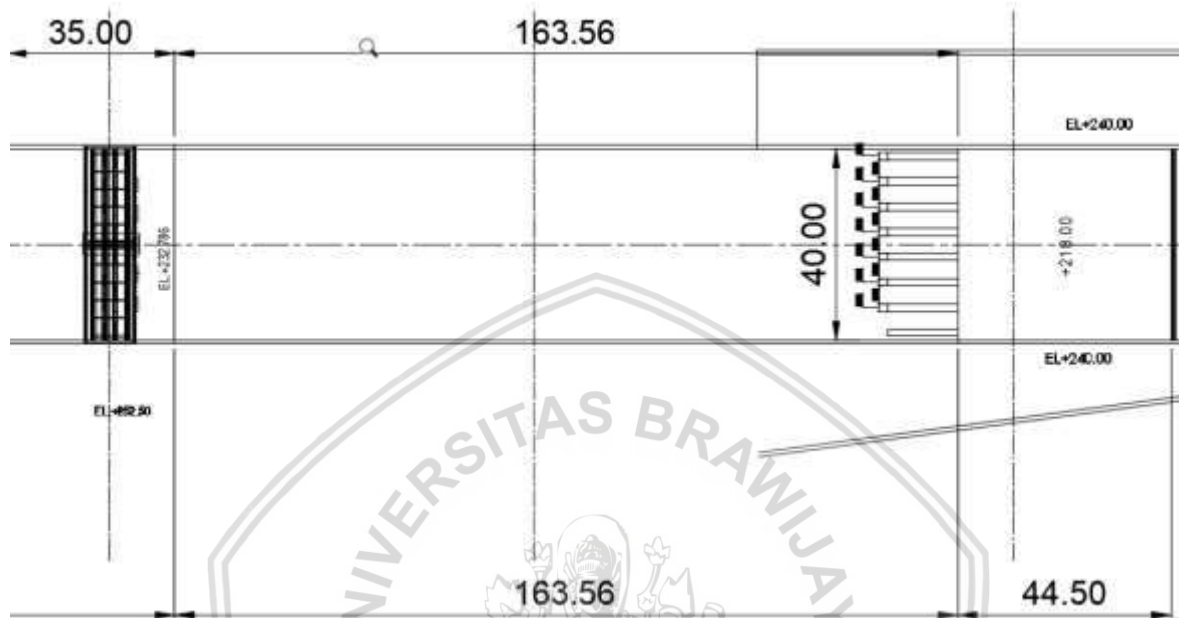
Sumber: Hasil Perhitungan



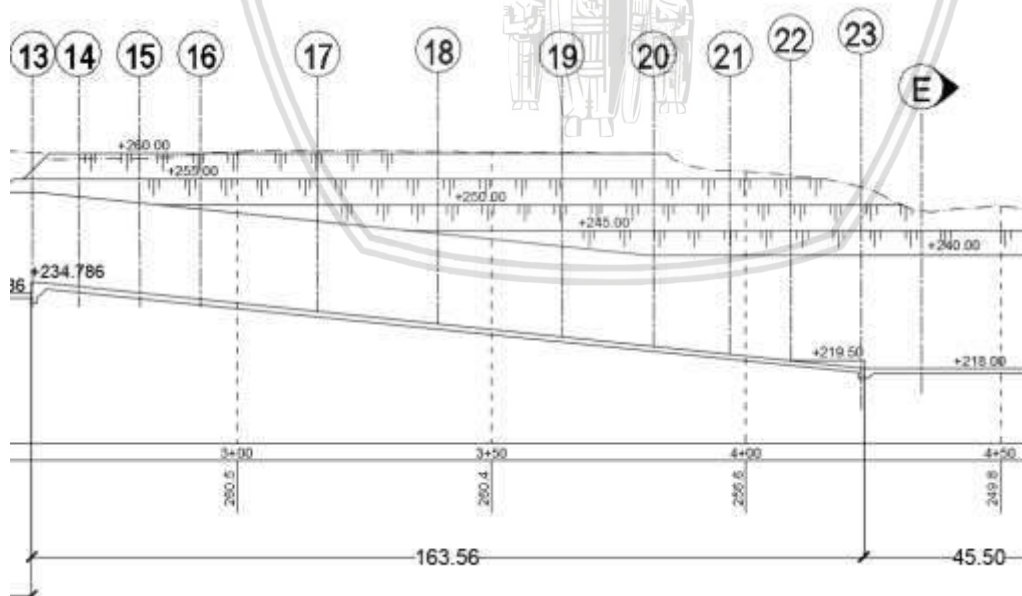
Gambar 4.10 Profil muka pada air saluran transisi.
Sumber : Hasil Perhitungan

4.9.1. Saluran Peluncur

Saluran peluncur Bendungan Pasuruhan memiliki lebar saluran 40 m, panjang saluran 163,56 m, kemiringan yaitu 1: 9,7 dengan Elevasi hulu yaitu +234,789 dan Elevasi hilir + seperti yang ditunjukkan pada Gambar 4.11-4.12.



Gambar 4.11 Denah Saluran Peluncur
Sumber : Desain Konsultan



Gambar 4.12 Saluran peluncur tampak samping.
Sumber : Desain Konsultan

4.9.2. Perhitungan Profil Muka Air Pada Saluran Peluncur

Berikut ini merupakan contoh perhitungan profil muka air pada saluran peluncur atas dengan debit pengaliran Q_{1000h} :

Contoh perhitungan pada *section* 13 dan *section* 14;

$$Q_{1000th} = 1797,750 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$B_{13} = 40 \text{ m}$$

$$\text{Slope} = 0,1026$$

$$Z_{13} = 16,77 \text{ m}$$

Sehingga:

$$H_{13} = h_c$$

$$= \sqrt[3]{\frac{(Q/B)^2}{g}}$$

$$= \sqrt[3]{\frac{(1797,75/40)^2}{9,81}}$$

$$= 5,905 \text{ m}$$

$$V_{13} = V_c$$

$$= Q/A$$

$$= 1797,75/(40 \cdot 5,905) = 7,611 \text{ m/dt}$$

$$h_{v13} = \frac{V_{13}^2}{2 \cdot g} = \frac{7,611^2}{2 \cdot 9,81} = 2,953 \text{ m}$$

$$Z_{13} + h_{13} + \frac{V_{13}^2}{2g} = 16,77 + 5,905 + 2,953 = 25,627 \text{ m}$$

Bilangan Froude,

$$Fr = \frac{V_c}{\sqrt{g \cdot h_c}}$$

$$= \frac{7,611}{\sqrt{9,81 \cdot 5,905}}$$

$$= 1 \text{ (Kritis)}$$

Jari-jari hidrolis,

$$R_{13} = \frac{A_{13}}{P_{13}}$$

$$= \frac{236,201}{51,81}$$

$$= 4,559 \text{ m}$$

Untuk langkah perhitungan selanjutnya pada *section* 14 sebagai berikut:

- Lebar dasar saluran *section* 14, $b = 40 \text{ m}$
- Panjang dari *section* 13 sampai *section* 14, $\Delta X = 9 \text{ m}$
- $Z_{14} = 15,30 \text{ m}$
- Coba-coba tinggi muka air pada *section* 14, $h = 4,037 \text{ m}$

e. Didapat Luas penampang basah, $A = 40 \times 4,037 = 161,490 \text{ m}^2$, Keliling penampang basah, $P = 40 + (2 \times 4,037) = 48,074 \text{ m}$, Jari jari hidrolis, $R = A/P = 161,490/48,074 = 3,359 \text{ m}$.

f. Kecepatan Aliran $V_{14} = Q/A = 1797,75 / 161,490 = 11,132 \text{ m/det}$

$$\begin{aligned} \text{g. } h_{v14} &= \frac{V_{14}^2}{2 \cdot g} \\ &= \frac{11,132^2}{2 \cdot 9,81} \\ &= 6,316 \text{ m} \end{aligned}$$

h. Kehilangan akibat perubahan penampang,

$$\begin{aligned} h_e &= \frac{K|V_{13}^2 - V_{12}^2|}{2g} \\ h_e &= \frac{0|7,61 - 11,13^2|}{2 \cdot 9,81} = 0 \text{ m} \end{aligned}$$

i. Kehilangan akibat faktor gesekan,

$$\begin{aligned} h_f &= \frac{n^2 \left(\frac{V_{13} + V_{12}}{2} \right)^2}{\left(\frac{R_{13} + R_{12}}{2} \right)^{4/3}} \Delta x \\ h_f &= \frac{0,014^2 \left(\frac{7,61 + 11,13}{2} \right)^2}{\left(\frac{4,559 + 3,359}{2} \right)^{4/3}} 9 = 0,028 \text{ m} \end{aligned}$$

Dengan menggunakan persamaan (2 -16) maka persamaannya menjadi,

$$\begin{aligned} Z_{13} + h_{13} + \frac{V_{13}^2}{2g} &= Z_{14} + h_{14} + \frac{V_{14}^2}{2g} + h_f + h_e \\ 16,77 + 5,905 + 2,953 &= 15,30 + 4,037 + 6,316 + 0,028 + 0 \\ 25,656 &= 25,656 \text{ (memenuhi)} \end{aligned}$$

dengan menggunakan sistem coba-coba maka didapatkan nilai $h_{14} = 4,037 \text{ m}$ memenuhi.

Cek bilangan *Froude*,

$$Fr = \frac{V_{14}}{\sqrt{g \cdot h_{14}}} = \frac{11,132}{\sqrt{9,81 \cdot 4,037}} = 1,76 \text{ (Super Kritis)}$$

Jadi permukaan air di hilir sama dengan kehilangan energi pada saluran, keterangan kondisi aliran berdasarkan bilangan *Froude*. Untuk perhitungan selanjutnya disajikan pada Tabel 4.21 – 4.23.

Tabel 4.17

Perhitungan Profil Muka Air Saluran Peluncur Pada Q_{100th}

No	Jarak m	ΔX m	B1 m	Z1 m	h1 m	El. MA	A2 m	U1 m/det	$h + Z + U^2 / 2g$ m	P1 m	R1 m	Sf	Sf-rata	Sfr. ΔX m	he m	$h2 + Z2 + U^2 / 2g + hf + he$ m	Ket.	Fr	Keterangan Fr
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
13	0	0	40	16.77	4.404	239.173	176.154	6.573	23.375	48.808	3.609	0.002						1.0000	KRITIS
14	9	9	40	15.30	2.850	236.152	114.005	10.156	23.409	45.700	2.495	0.006	0.004	0.034	0	23.409	OK	1.9207	SUPER KRITIS
15	21	12	40	14.07	2.486	234.556	99.437	11.644	23.467	44.972	2.211	0.009	0.008	0.091	0	23.467	OK	2.3578	SUPER KRITIS
16	33	12	40	12.53	2.206	232.737	88.243	13.121	23.512	44.412	1.987	0.014	0.011	0.136	0	23.512	OK	2.8205	SUPER KRITIS
17	56.1	23.1	40	10.68	1.960	230.644	78.402	14.768	23.759	43.920	1.785	0.020	0.017	0.384	0	23.759	OK	3.3678	SUPER KRITIS
18	80.1	24	40	8.22	1.747	227.968	69.892	16.566	23.955	43.495	1.607	0.029	0.024	0.580	0	23.955	OK	4.0013	SUPER KRITIS
19	104.1	24	40	5.76	1.593	225.350	63.716	18.172	24.181	43.186	1.475	0.039	0.034	0.805	0	24.181	OK	4.5969	SUPER KRITIS
20	122.1	18	40	3.39	1.488	222.875	59.532	19.449	24.154	42.977	1.385	0.048	0.043	0.779	0	24.154	OK	5.0900	SUPER KRITIS
21	137.1	15	40	2.16	1.442	221.597	57.680	20.073	24.134	42.884	1.345	0.053	0.051	0.759	0	24.134	OK	5.3371	SUPER KRITIS
22	149.1	12	40	0.92	1.402	220.326	56.090	20.642	24.044	42.804	1.310	0.058	0.056	0.669	0	24.044	OK	5.5656	SUPER KRITIS
23	163.4	14.3	40	0.00	1.366	219.366	54.649	21.187	24.245	42.732	1.279	0.063	0.061	0.870	0	24.245	OK	5.7872	SUPER KRITIS

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.18

Perhitungan Profil Muka Air Saluran peluncur Pada Q_{1000th}

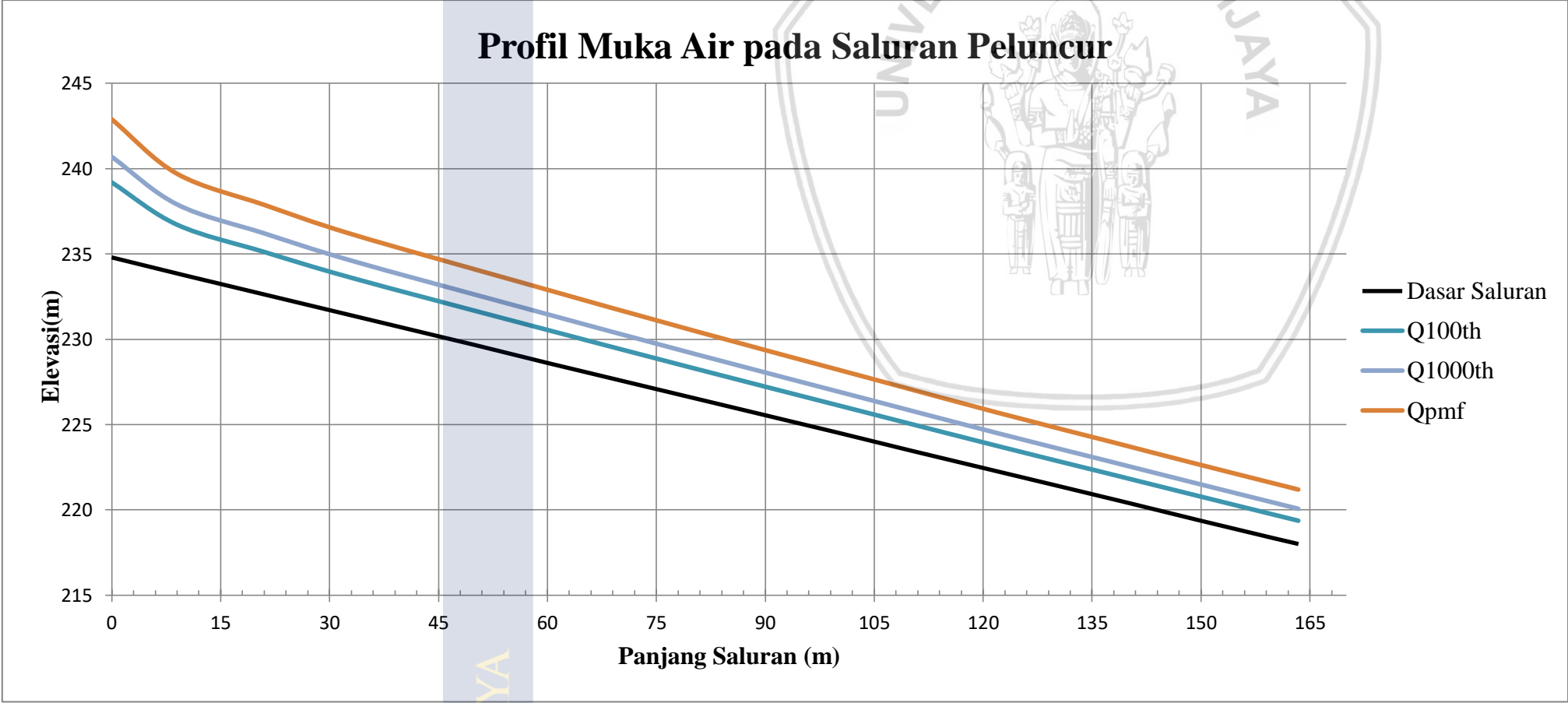
No	Jarak m	ΔX m	B1 m	Z1 m	h1 m	El. MA	A2 m	U1 m/det	$h + Z + U^2 / 2g$ m	P1 m	R1 m	Sf	Sf-rata	Sfr. ΔX m	he m	$h2 + Z2 + U^2 / 2g + hf + he$ m	Ket.	Fr	Keterangan Fr
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
13	0	0	40	16.77	5.905	240.675	236.201	7.611	25.627	51.810	4.559	0.002						1.0000	KRITIS
14	9	9	40	15.30	4.037	237.339	161.490	11.132	25.656	48.074	3.359	0.005	0.003	0.028	0	25.656	OK	1.7689	SUPER KRITIS
15	21	12	40	14.07	3.576	235.646	143.028	12.569	25.698	47.151	3.033	0.007	0.006	0.071	0	25.698	OK	2.1222	SUPER KRITIS
16	33	12	40	12.53	3.211	233.742	128.428	13.998	25.729	46.421	2.767	0.010	0.008	0.102	0	25.729	OK	2.4942	SUPER KRITIS
17	56.1	23.1	40	10.68	2.890	231.574	115.598	15.552	25.901	45.780	2.525	0.014	0.012	0.273	0	25.901	OK	2.9208	SUPER KRITIS
18	80.1	24	40	8.22	2.603	228.823	104.101	17.269	26.023	45.205	2.303	0.019	0.017	0.396	0	26.023	OK	3.4177	SUPER KRITIS
19	104.1	24	40	5.76	2.391	226.148	95.632	18.799	26.160	44.782	2.136	0.025	0.022	0.533	0	26.160	OK	3.8817	SUPER KRITIS
20	122.1	18	40	3.39	2.241	223.627	89.629	20.058	26.133	44.481	2.015	0.031	0.028	0.506	0	26.133	OK	4.2781	SUPER KRITIS
21	137.1	15	40	2.16	2.174	222.329	86.953	20.675	26.116	44.348	1.961	0.034	0.033	0.488	0	26.116	OK	4.4771	SUPER KRITIS
22	149.1	12	40	0.92	2.115	221.039	84.597	21.251	26.056	44.230	1.913	0.037	0.036	0.429	0	26.056	OK	4.6654	SUPER KRITIS
23	163.4	14.3	40	0.00	2.066	220.066	82.649	21.752	26.181	44.132	1.873	0.040	0.039	0.554	0	26.181	OK	4.8313	SUPER KRITIS

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.19
Perhitungan Profil Muka Air Saluran peluncur Pada Q_{PMF}

No	Jarak m	ΔX m	B1 m	Z1 m	h1 m	El. MA	A2 m	U1 m/det	$h + Z + \frac{U^2}{2g}$ m	P1 m	R1 m	Sf	Sf-rata	Sfr. ΔX m	he m	$h2 + Z2 + \frac{U^2}{2g} + hf + he$ m	Ket.	Fr	Keterangan Fr
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
13	0	0	40	16.77	8.101	242.871	324.052	8.915	28.922	56.203	5.766	0.002						1.0000	KRITIS
14	9	9	40	15.30	5.834	239.136	233.372	12.379	28.946	51.669	4.517	0.004	0.003	0.025	0	28.946	OK	1.6363	SUPER KRITIS
15	21	12	40	14.07	5.245	237.315	209.802	13.770	28.979	50.490	4.155	0.006	0.005	0.058	0	28.979	OK	1.9196	SUPER KRITIS
16	33	12	40	12.53	4.766	235.297	190.652	15.153	29.000	49.533	3.849	0.007	0.007	0.078	0	29.000	OK	2.2160	SUPER KRITIS
17	56.1	23.1	40	10.68	4.343	233.026	173.712	16.630	29.123	48.686	3.568	0.010	0.009	0.201	0	29.123	OK	2.5479	SUPER KRITIS
18	80.1	24	40	8.22	3.951	230.172	158.046	18.279	29.201	47.902	3.299	0.013	0.012	0.279	0	29.201	OK	2.9360	SUPER KRITIS
19	104.1	24	40	5.76	3.658	227.415	146.313	19.744	29.285	47.316	3.092	0.017	0.015	0.364	0	29.285	OK	3.2961	SUPER KRITIS
20	122.1	18	40	3.39	3.443	224.830	137.712	20.978	29.259	46.886	2.937	0.021	0.019	0.337	0	29.259	OK	3.6097	SUPER KRITIS
21	137.1	15	40	2.16	3.346	223.501	133.850	21.583	29.243	46.693	2.867	0.022	0.021	0.322	0	29.243	OK	3.7670	SUPER KRITIS
22	149.1	12	40	0.92	3.260	222.183	130.390	22.156	29.202	46.520	2.803	0.024	0.023	0.281	0	29.202	OK	3.9179	SUPER KRITIS
23	163.4	14.3	40	0.00	3.192	221.192	127.687	22.625	29.282	46.384	2.753	0.026	0.025	0.360	0	29.282	OK	4.0430	SUPER KRITIS

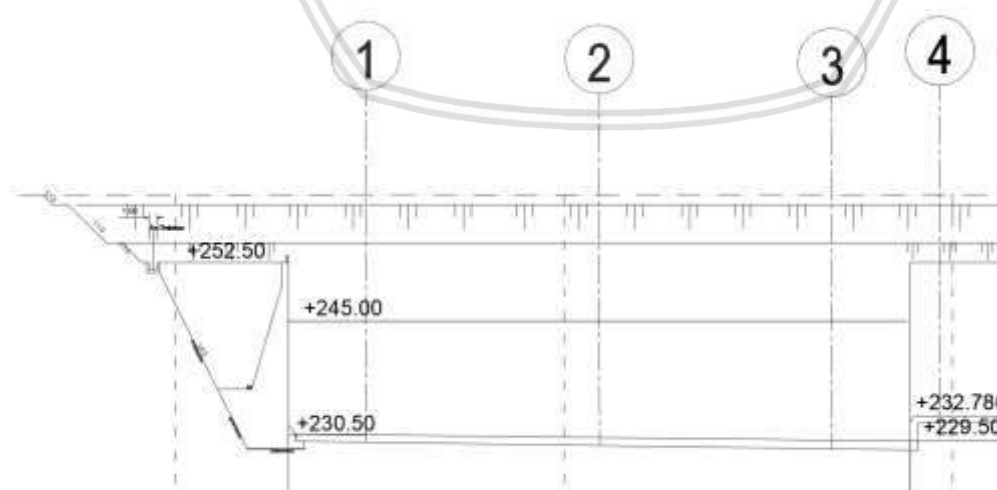
Sumber: Hasil Perhitungan



Gambar 4.13 Profil muka air peluncur
Sumber: Hasil Perhitungan

4.11.1. Saluran Sampung

Gambar 4.15 Saluran samping tampak samping
Sumber : Desain Konsultan



4.11.2. Perhitungan Kemiringan Dasar *Side Channel*

Desain kemiringan dasar pada saluran samping menggunakan debit dengan kala ulang 1000 th. Untuk menghitung kemiringan dasar teoritis pada saluran samping, menggunakan persamaan J. Hinds (persamaan 2.17). Berikut perhitungan pada $X_1 = 10$ m dan $X_2 = 80$ m.

$$\begin{aligned}
 Q_{1000th} &= 1797,75 \text{ m}^3/\text{dt} \\
 X_1 &= 10 \text{ m} \\
 X_2 &= 80 \text{ m} \\
 B_1 &= 36,85 \text{ m} \\
 B_2 &= 50 \text{ m} \\
 Q_1 &= 224,719 \text{ m}^3/\text{dt/m} \\
 Z &= 0,7
 \end{aligned}$$

Pada contoh perhitungan ini, nilai n dan a coba-coba awal (*trial error*), perhitungan yang digunakan yaitu $n = 0,4$ dan $a = 0,1$.

$$\begin{aligned}
 V_1 &= a \cdot q^n \\
 &= 0,1 * 224,719^{0,4} \\
 &= 0,251 \text{ m/dt} \\
 A_1 &= Q/V_1 \\
 &= 224,719/0,251 \\
 &= 894,62 \text{ m}^2 \\
 d_1 &= \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4(Z_1 + Z_2)A}}{(Z_1 + Z_2)} \\
 &= \frac{-36,885 \pm \sqrt{36,885^2 - 4*(0,7+0,7)*894,62}}{0,7+0,7} \\
 &= 18,07 \text{ m} \\
 h_{v1} &= V_1^2 / 2g \\
 &= 0,003 \text{ m} \\
 Y_1 &= \frac{n+1}{n} h_v \\
 &= \frac{0,4+1}{0,4} 0,003 \\
 &= 0,011 \text{ m} \\
 D_1 &= d_1 + Y_1
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 18,084 \text{ m} \\
 V_2 &= a \cdot q^n \\
 &= 0,1 * 1797,75^{0,4} \\
 &= 0,577 \text{ m/dt} \\
 A_2 &= Q/V_2 \\
 &= 1797,750/0,577 \\
 &= 3115,253 \text{ m}^2 \\
 d_2 &= \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4(Z_1 + Z_2)A}}{(Z_1 + Z_2)} \\
 &= \frac{-50 \pm \sqrt{50^2 - 4 * (0,7 + 0,7) * 3115,253}}{(0,7 + 0,7)} \\
 &= 39,96 \text{ m} \\
 h_{v2} &= V_2^2 / 2g \\
 &= 0,017 \text{ m} \\
 Y_2 &= \frac{n+1}{n} h_v \\
 &= \frac{0,4+1}{0,4} 0,017 \\
 &= 0,059 \text{ m} \\
 D_2 &= d_2 + Y_2 \\
 &= 40,015 \text{ m} \\
 2D_2 &= 80,029 \text{ m} \\
 P &= D_1 + 2D_2 \\
 &= 98,113 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Perhitungan berikutnya menggunakan a dan n yang berbeda untuk memperoleh nilai P yang paling ekonomis (nilai yang paling kecil), berikut hasil perhitungan a dan n yang disajikan pada tabel 4.24.

Halaman ini sengaja dikosongkan



Tabel 4.20

Penentuan Nilai a dan n dengan Metode Coba Banding

Bagian Hulu								Bagian Hilir							
X1	10	m	Q	224.719	m ³ /dt			X	80	m	Q	1797.750	m ³ /dt		
B1	36.85	m						B1	50.00	m					
n	a	V1	A1	d1	h _{v1}	Y1	D1	V2	A2	d2	h _{v2}	Y2	D2	2*D2	P
		m/dt	m ²	m	m	m	m	m/dt	m ²	m	m	m	m	m	m
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]	[13]	[14]	[15]	[16]
0.4	0.1	0.251	894.62	18.07	0.003	0.011	18.084	0.577	3115.253	39.96	0.017	0.059	40.015	80.0292	98.113
	0.2	0.502	447.31	10.17	0.013	0.045	10.218	1.154	1557.626	23.45	0.068	0.238	23.690	47.38	57.598
	0.3	0.754	298.21	7.13	0.029	0.101	7.229	1.731	1038.418	16.81	0.153	0.535	17.346	34.6924	41.921
	0.4	1.005	223.66	5.50	0.051	0.180	5.676	2.308	778.813	13.15	0.272	0.951	14.104	28.2089	33.885
	0.5	1.256	178.92	4.48	0.080	0.281	4.756	2.885	623.051	10.82	0.424	1.485	12.307	24.6134	29.370
	0.6	1.507	149.10	3.78	0.116	0.405	4.181	3.462	519.209	9.20	0.611	2.139	11.338	22.6761	26.857
	0.7	1.758	127.80	3.27	0.158	0.552	3.817	4.040	445.036	8.00	0.832	2.911	10.915	21.8296	25.647
0.5	0.1	0.316	710.62	15.01	0.005	0.015	15.022	0.894	2009.946	28.68	0.041	0.122	28.804	57.6083	72.630
	0.2	0.632	355.31	8.33	0.020	0.061	8.387	1.789	1004.973	16.35	0.163	0.489	16.844	33.6881	42.075
	0.3	0.949	236.87	5.79	0.046	0.138	5.929	2.683	669.982	11.54	0.367	1.101	12.637	25.2746	31.203
	0.4	1.265	177.66	4.45	0.082	0.245	4.690	3.578	502.486	8.93	0.652	1.957	10.890	21.7797	26.470
	0.5	1.581	142.12	3.61	0.127	0.382	3.992	4.472	401.989	7.29	1.019	3.058	10.353	20.7058	24.697
	0.6	1.897	118.44	3.04	0.183	0.550	3.589	5.367	334.991	6.17	1.468	4.404	10.571	21.142	24.731
	0.7	2.214	101.52	2.62	0.250	0.749	3.373	6.261	287.135	5.34	1.998	5.994	11.337	22.6738	26.047
0.6	0.1	0.398	564.47	12.40	0.008	0.022	12.420	1.386	1296.807	20.22	0.098	0.261	20.476	40.9525	53.372
	0.2	0.796	282.23	6.78	0.032	0.086	6.871	2.773	648.403	11.21	0.392	1.045	12.254	24.5078	31.379
	0.3	1.194	188.16	4.69	0.073	0.194	4.882	4.159	432.269	7.79	0.882	2.351	10.146	20.2912	25.173
	0.35	1.393	161.28	4.06	0.099	0.264	4.327	4.852	370.516	6.77	1.200	3.200	9.969	19.9372	24.264
	0.38	1.513	148.54	3.76	0.117	0.311	4.073	5.268	341.265	6.27	1.414	3.772	10.046	20.0919	24.165
	0.4	1.592	141.12	3.59	0.129	0.345	3.930	5.545	324.202	5.98	1.567	4.179	10.162	20.3243	24.254
	0.41	1.632	137.68	3.50	0.136	0.362	3.865	5.684	316.294	5.85	1.647	4.391	10.238	20.4761	24.341
	0.5	1.991	112.89	2.90	0.202	0.539	3.442	6.931	259.361	4.86	2.449	6.530	11.387	22.7741	26.216
	0.6	2.389	94.08	2.44	0.291	0.775	3.215	8.318	216.134	4.09	3.526	9.403	13.492	26.9839	30.199
	0.7	2.787	80.64	2.10	0.396	1.056	3.160	9.704	185.258	3.53	4.800	12.799	16.330	32.6592	35.819
0.7	0.1	0.501	448.37	10.19	0.013	0.031	10.225	2.149	836.693	39.96	0.235	0.571	40.527	81.0533	91.278
	0.2	1.002	224.19	5.51	0.051	0.124	5.632	4.297	418.347	23.45	0.941	2.286	25.738	51.4763	57.108
	0.3	1.504	149.46	3.78	0.115	0.280	4.064	6.446	278.898	16.81	2.118	5.143	21.955	43.9092	47.973
	0.4	2.005	112.09	2.88	0.205	0.497	3.381	8.595	209.173	13.15	3.765	9.143	22.297	44.5942	47.976
	0.5	2.506	89.67	2.33	0.320	0.777	3.108	10.743	167.339	10.82	5.883	14.286	25.108	50.2155	53.323
	0.6	3.007	74.73	1.96	0.461	1.119	3.075	12.892	139.449	9.20	8.471	20.572	29.772	59.5431	62.618
	0.7	3.508	64.05	1.68	0.627	1.524	3.208	15.040	119.528	8.00	11.530	28.001	36.005	72.0098	75.218
0.8	0.1	0.631	356.16	8.34	0.020	0.046	8.388	3.330	539.830	9.53	0.565	1.272	10.798	21.5959	29.984
	0.2	1.262	178.08	4.46	0.081	0.183	4.638	4.297	418.347	7.57	0.941	2.118	9.683	19.3666	24.005
	0.25	1.577	142.46	3.62	0.127	0.285	3.903	5.372	334.677	6.16	1.471	3.309	9.471	18.9418	22.845
	0.26	1.640	136.98	3.49	0.137	0.309	3.795	5.586	321.805	5.94	1.591	3.579	9.521	19.0416	22.837
	0.27	1.704	131.91	3.36	0.148	0.333	3.697	5.801	309.886	5.74	1.715	3.860	9.597	19.193	22.890
	0.28	1.767	127.20	3.25	0.159	0.358	3.609	6.016	298.819	5.55	1.845	4.151	9.697	19.3931	23.002
	0.3	1.893	118.72	3.05	0.183	0.411	3.456	6.446	278.898	5.20	2.118	4.765	9.964	19.9287	23.385
	0.4	2.524	89.04	2.31	0.325	0.730	3.045	8.595	209.173	3.96	3.765	8.471	12.434	24.8689	27.914
	0.5	3.155	71.23	1.87	0.507	1.141	3.008	10.743	167.339	3.20	5.883	13.236	16.439	32.8778	35.886
	0.6	3.786	59.36	1.56	0.730	1.644	3.208	12.892	139.449	2.69	8.471	19.060	21.747	43.4947	46.703
	0.7	4.417	50.88	1.35	0.994	2.237	3.583	15.040	119.528	2.32	11.530	25.942	28.258	56.5152	60.099

Sumber : Hasil Perhitungan

Pada tabel 4.24. diperoleh nilai P terkecil yaitu 22,837 m dengan nilai $a = 0,26$ dan $n = 0,8$

Setelah diperoleh nilai a dan n pada tabel 4.24. Langkah selanjutnya menghitung kehilangan tinggi tekan akibat gesekan dengan menggunakan rumus Manning dengan koefisien kekasaran yaitu $n = 0,014$ (koefisien gesekan beton). Berikut perhitungan yang disajikan pada tabel 4.25. dan tabel 4.34.

Tabel 4.21

Perhitungan Hidrolika untuk Saluran Samping ($n = 0,8$ dan $a = 0,26$)

X	V	Q	A	B	d	h _v	Y	D	h _f	D+h _f
m	m/dt	m ³ /dt	m ²	m	m	m	m	m	m	m
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]
				35.000						
5	0.942	112.359	119.25	35.938	3.20	0.045	0.102	3.304	0.0002	3.304
10	1.640	224.719	136.983	36.875	3.65	0.137	0.309	3.956	0.0006	3.957
15	2.269	337.078	148.554	37.813	3.93	0.262	0.590	4.525	0.0011	4.526
20	2.856	449.438	157.352	38.750	4.15	0.416	0.936	5.087	0.0016	5.088
25	3.414	561.797	164.533	39.688	4.33	0.594	1.337	5.664	0.0023	5.666
30	3.951	674.156	170.644	40.625	4.48	0.796	1.790	6.265	0.0030	6.268
35	4.469	786.516	175.987	41.563	4.60	1.018	2.291	6.895	0.0038	6.899
40	4.973	898.875	180.75	42.500	4.72	1.261	2.836	7.555	0.0047	7.560
45	5.464	1011.234	185.058	43.438	4.82	1.522	3.424	8.247	0.0057	8.252
50	5.945	1123.594	188.999	44.375	4.92	1.801	4.053	8.970	0.0067	8.976
55	6.416	1235.953	192.636	45.313	5.00	2.098	4.721	9.724	0.0078	9.732
60	6.879	1348.313	196.018	46.250	5.08	2.412	5.426	10.510	0.0090	10.519
65	7.333	1460.672	199.181	47.188	5.16	2.741	6.167	11.326	0.0103	11.336
70	7.781	1573.031	202.156	48.125	5.23	3.086	6.944	12.173	0.0117	12.184
75	8.223	1685.391	204.964	49.063	5.30	3.446	7.754	13.049	0.0131	13.062
80	8.659	1797.750	207.627	50.000	5.36	3.821	8.598	13.956	0.0146	13.970

Sumber : Hasil Perhitungan

Keterangan :

[1] : Jarak

[2] : Kecepatan ($V = a \cdot [1]^n$)[3] : Debit pada jarak X ($Q = q \cdot [1]$)

[4] : [3]/[2]

[5] : Lebar saluran pada saat X

[6] : Tinggi muka air ($x = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$)

[7] : Tinggi tekan kecepatan air

[8] : Perbedaan elevasi antara mercu pelimpah dengan permukaan air di dalam saluran samping air ($\frac{n+1}{n} \cdot h_v$)

[9] : [6] + [8]

[10] : kehilangan tinggi tekan akibat gesekan

[11] : [9] + [10]

Tabel 4.22

Menentukan Kehilangan Tinggi Tekan Karena Gesekan

X m	d m	B m	A m ²	P m	R		L m	V		S	hf m
					R	R rerata		V	V rerata		
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]
0	-	0.000	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5	3.20	35.938	119.25	43.048	2.77	1.385	5.00	0.942	0.471	0.0000	0.0002
10	3.65	36.875	136.983	44.975	3.046	2.908	5.00	1.640	1.291	0.0001	0.0006
15	3.93	37.813	148.554	46.55	3.191	3.118	5.00	2.269	1.955	0.0002	0.0011
20	4.15	38.750	157.352	47.968	3.28	3.236	5.00	2.856	2.563	0.0003	0.0016
25	4.33	39.688	164.533	49.295	3.338	3.309	5.00	3.414	3.135	0.0005	0.0023
30	4.48	40.625	170.644	50.562	3.375	3.356	5.00	3.951	3.683	0.0006	0.0030
35	4.60	41.563	175.987	51.787	3.398	3.387	5.00	4.469	4.210	0.0008	0.0038
40	4.72	42.500	180.75	52.979	3.412	3.405	5.00	4.973	4.721	0.0009	0.0047
45	4.82	43.438	185.058	54.146	3.418	3.415	5.00	5.464	5.219	0.0011	0.0057
50	4.92	44.375	188.999	55.293	3.418	3.418	5.00	5.945	5.705	0.0013	0.0067
55	5.00	45.313	192.636	56.423	3.414	3.416	5.00	6.416	6.180	0.0016	0.0078
60	5.08	46.250	196.018	57.539	3.407	3.410	5.00	6.879	6.647	0.0018	0.0090
65	5.16	47.188	199.181	58.643	3.397	3.402	5.00	7.333	7.106	0.0021	0.0103
70	5.23	48.125	202.156	59.737	3.384	3.390	5.00	7.781	7.557	0.0023	0.0117
75	5.30	49.063	204.964	60.822	3.37	3.377	5.00	8.223	8.002	0.0026	0.0131
80	5.36	50.000	207.627	61.898	3.354	3.362	5.00	8.659	8.441	0.0029	0.0146

Sumber : Hasil Perhitungan

Keterangan :

[1] : Jarak

[10] : $([9]_n + [9]_{n+1})/2$ [2] : Tinggi muka air ($x = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$)[11] : $(V \cdot n / R^{2/3})^2$

[3] : Lebar saluran pada saat X

[12] : [11]*[1]

[4] : Diperoleh dari tabel 4.33

[5] : $[2] + [3] + [2] \cdot \sqrt{1 + 0,7^2}$ [6] : $[4]/[5]$ [7] : $([6]_n + [6]_{n+1})/2$

[8] : Jarak antar X

[9] : Kecepatan ($V = a \cdot [1]^n$)

Setelah menghitung kehilangan tinggi pada saluran samping, menghitung elevasi dasar saluran samping, berikut perhitungan elevasi dasar yang disajikan pada tabel 4.27.

Tabel 4.23

Perhitungan Kemiringan Dasar Saluran Samping

X	D+hf	Elevasi Dasar side Channel Teoritis
M	m	m
[1]	[2]	[3]
0.00	0.000	245.000
5.00	3.304	241.696
10.00	3.957	241.043
15.00	4.526	240.474
20.00	5.088	239.912
25.00	5.666	239.334
30.00	6.268	238.732
35.00	6.899	238.101
40.00	7.560	237.440
45.00	8.252	236.748
50.00	8.976	236.024
55.00	9.732	235.268
60.00	10.519	234.481
65.00	11.336	233.664
70.00	12.184	232.816
75.00	13.062	231.938
80.00	13.970	231.030

Sumber : Hasil Perhitungan

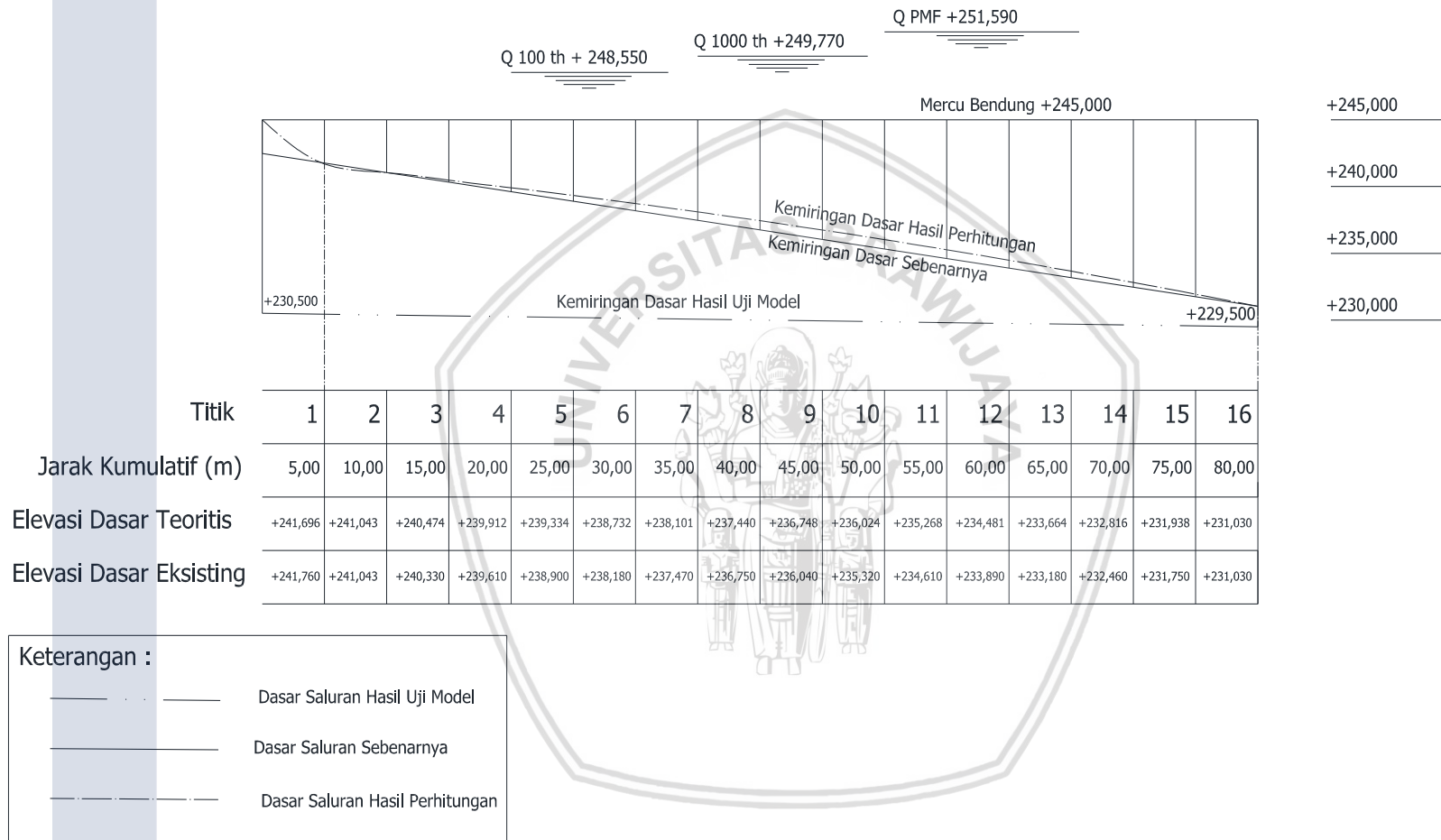
Keterangan

[1] : Jarak Kumulatif (Jarak Setiap bagian 5 m)

[2] : Diperoleh dari tabel 2.25

[3] : Elevasi Mercu Puncak Pelimpah – [2]

Setelah diperoleh elevasi dasar saluran samping, maka langkah selanjutnya yaitu menggambar (plot) dasar elevasi saluran samping untuk memperoleh kemiringan dasar saluran samping. Selanjutnya setelah data elevasi dasar saluran samping telah digambar, menarik garis dari hilir dasar saluran samping hasil gambar/plot ke elevasi dasar saluran pada 1/3 sampai dengan 1/10 lebar mercu dari hulu saluran samping. Pada perhitungan ini, penarikan garis sampai pada 1/8 lebar mercu dari hulu saluran samping, yaitu pada lebar mercu 10 m, dengan elevasi dasar saluran pada lebar mercu 10 m yaitu +241.043 m dan lebar saluran 36.875 m. Berikut hasil gambar/plot elevasi dasar saluran hasil perhitungan yang disajikan pada gambar 4.16.



Gambar 4.16 Elevasi dasar saluran samping
Sumber : Hasil Perhitungan

4.11.3. Perhitungan Profil Muka Air pada Saluran Samping

Perhitungan saluran samping ini menggunakan dasar saluran hasil uji model fisik. Berikut ini merupakan contoh perhitungan profil muka air pada saluran samping pada debit pengaliran Q_{1000th} . Contoh perhitungan dihitung pada *section 3* dan *end sill* (hilir saluran) saluran samping:

Data saluran transisi *section endsill* ;

Q_{1000th}	=	1797,75 m ³ /dt
B hilir saluran	=	50 m
Slope	=	0,025
Elevasi hilir saluran	=	+232,786 m
Tinggi <i>Endsill</i>	=	3,289 m (dari elevasi +229,500 m ke dasar saluran transisi +232,789.

Perhitungan tinggi air pada hilir saluran samping (pada akhir saluran), menggunakan hasil perhitungan tinggi muka air pada hulu saluran transisi.

Tinggi air (h) hulu saluran transisi	=	10,560 m
Elevasi muka air	=	232,786 + 10,560 = +243,346 m
V hulu transisi	=	$Q/A = 1797,75 / (50 \cdot 10,560) = 3,171$ m/dt

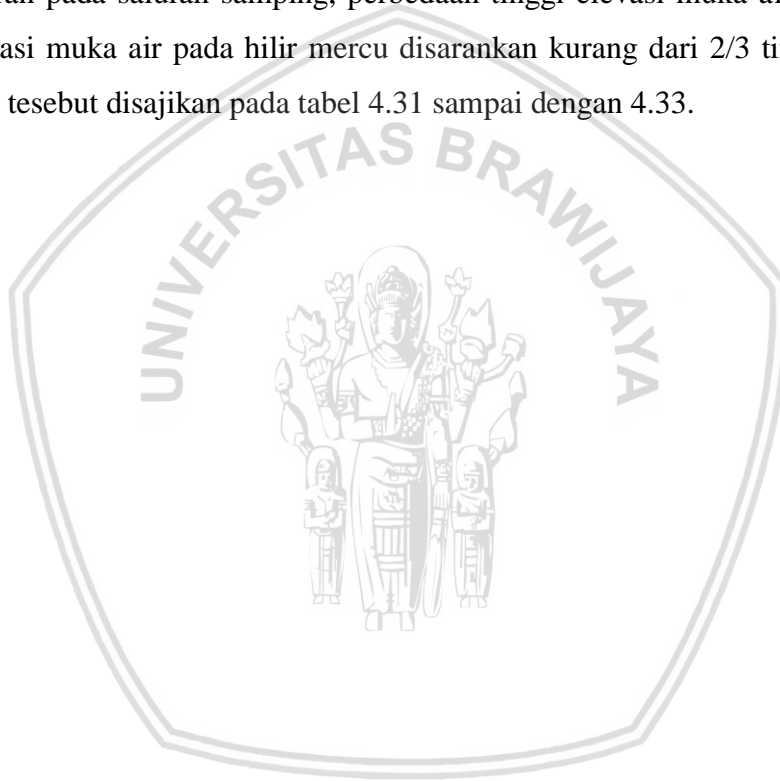
Untuk perhitungan pada *section 3* menggunakan persamaan 2.22 (persamaan momentum) untuk menghitung profil muka air.

- Lebar dasar saluran *section 3* (*b*) yaitu = 48,10 m
- Panjang jarak dari *section 3* sampai hilir saluran (ΔX) yaitu 10 m
- Elevasi dasar pada *section 3* yaitu +229,630 m
- Lebar pelimpah dari hulu saluran ke *section 3* (L_3) yaitu 70 m
- Debit pada *section 3*, $Q_3 = (70/80) \cdot Q_{1000th} = (70/80) \cdot 1797,75 = 1573,031$ m³/dt
- Dengan cara coba-coba (*trial and error*) perbedaan tinggi muka air pada *section 3* dan hilir saluran transisi. Pada *trial and error* perhitungan ini yaitu $\Delta h = 0,342$ m
- Elevasi tinggi air pada *section 3* = Elevasi tinggi air pada hilir saluran + Δh
 $= 243,346 + 0,342$
 $= +243,688$ m
- Tinggi muka air pada *section 3*, h = $243,688 - 229,630 = 14,058$ m
- Didapat Luas penampang basah, A = $48,10 \times 14,058 = 745.353$ m²
- Kecepatan Aliran $V_3 = Q / A$ = $1797,750 / 745.353 = 2,11$ m/det

- k. Dengan menggunakan persamaan (2-16) untuk menghitung perbedaan tinggi hilir saluran dengan *section 3*.

$$\begin{aligned}\Delta h &= \frac{Q_1(V_1+V_2)}{g(Q_1+Q_2)} \left(\Delta V + \frac{q \cdot V_2 \Delta x}{Q} \right) \\ &= \frac{1797,75(3,171+2,11)}{9,81(1797,75+1573,031)} (|3,171 - 2,11| + \frac{2,11 \cdot (1797,75 - 1573,031)}{1573,031}) \\ &= 0,342 \text{ m}\end{aligned}$$

Karena Δh asumsi = perhitungan maka, $h_3 = 14,058$ m. Berikut hasil perhitungan tinggi muka air pada saluran samping (tabel 4.28 sampai 4.30). Menurut Suyono Sosrodarsono (1977), kondisi aliran pada saluran samping, perbedaan tinggi elevasi muka air pada puncak mercu dengan elevasi muka air pada hilir mercu disarankan kurang dari $2/3$ tinggi air diatas mercu, hasil analisi tersebut disajikan pada tabel 4.31 sampai dengan 4.33.



Tabel 4.24

Perhitungan Profil Muka Air Saluran Samping Pada Q_{100th}

No	Station	ΔX	Elevasi Dasar	Trial	Elevasi	d	B1	A	Q	V	Q_1+Q_2	Q_2	V_1+V_2	V_1-V_2	Q_1-Q_2	(Q_1-Q_2)	$V_2 (Q_1-Q_2)$	(13+16)	Δy	Keterangan
				Δy	Muka Air						$g(Q_1+Q_2)$					(Q_2)	(Q_2)			
	1	2	3	4	5	6		7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
-	0 + 0	0	232.786		241.074	8.288	50.00	438.437	1157.830	2.641										
3	0 + 10	10	229.630	0.219	241.292	11.662	48.10	608.570	1013.101	1.665	2170.931	0.048	4.306	0.976	144.729	0.143	0.238	1.214	0.249	OK
2	0 + 40	30	230.010	0.123	241.416	11.406	42.47	529.927	578.915	1.092	1592.016	0.037	2.757	0.572	434.186	0.750	0.819	1.392	0.142	OK
1	0 + 70	30	230.390	0.043	241.459	11.069	36.85	450.780	144.729	0.321	723.644	0.020	1.414	0.771	434.186	3.000	0.963	1.735	0.050	OK
-	0 + 80	10	230.500	0.000	241.459	10.959	35.00	425.604	0.000	0.000	144.729	0.000	0.321	0.321	144.729	0.000	0.000	0.321	0.000	OK

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.25

Perhitungan Profil Muka Air Saluran Samping Pada Q_{1000th}

No	Station	ΔX	Elevasi Dasar	Trial	Elevasi	d	B1	A	Q	V	Q_1+Q_2	Q_2	V_1+V_2	V_1-V_2	Q_1-Q_2	(Q_1-Q_2)	$V_2 (Q_1-Q_2)$	(13+16)	Δy	Keterangan
				Δy	Muka Air						$g(Q_1+Q_2)$					(Q_2)	(Q_2)			
	1	2	3	4	5	6		7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
-	0 + 0	0	232.786		243.134	10.348	50.00	554.907	1797.750	3.240										
3	0 + 10	10	229.630	0.342	243.477	13.847	48.10	733.123	1573.031	2.146	3370.781	0.048	5.385	1.094	224.719	0.143	0.307	1.401	0.359	OK
2	0 + 40	30	230.010	0.228	243.704	13.694	42.47	647.243	898.875	1.389	2471.906	0.037	3.534	0.757	674.156	0.750	1.042	1.798	0.236	OK
1	0 + 70	30	230.390	0.078	243.782	13.392	36.85	556.270	224.719	0.404	1123.594	0.020	1.793	0.985	674.156	3.000	1.212	2.197	0.080	OK
-	0 + 80	10	230.500	0.000	243.782	13.282	35.00	526.618	0.000	0.000	224.719	0.000	0.404	0.404	224.719	0.000	0.000	0.404	0.000	OK

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.26

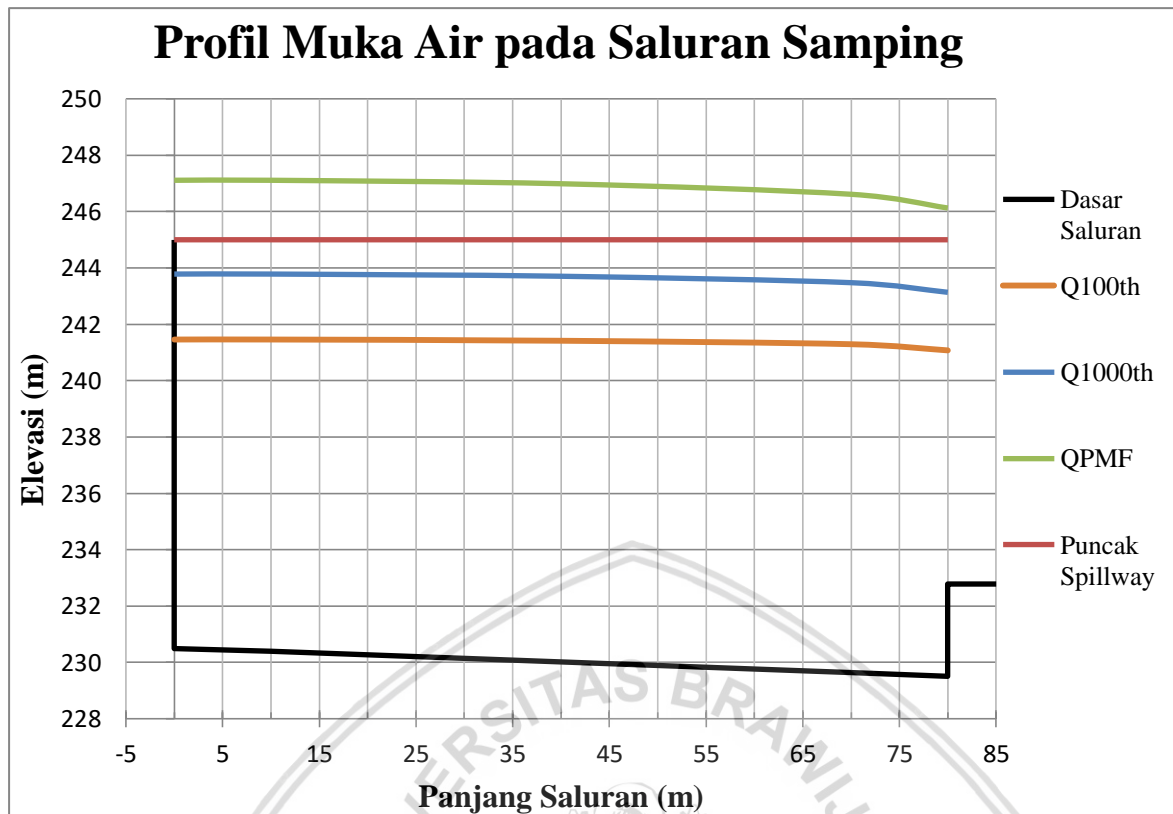
Perhitungan Profil Muka Air Saluran Samping Pada Q_{PMF}

No	Station	ΔX	Elevasi Dasar	Trial	Elevasi	d	B1	A	Q	V	Q_1+Q_2	Q_2	V_1+V_2	V_1-V_2	Q_1-Q_2	(Q_1-Q_2)	$V_2 (Q_1-Q_2)$	(13+16)	Δy	Keterangan
				Δy	Muka Air						$g(Q_1+Q_2)$					(Q_2)	(Q_2)			
	1	2	3	4	5	6		7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
-	0 + 0	0	232.786		246.127	13.341	50.00	729.316	2888.870	3.961										
3	0 + 10	10	229.630	0.487	246.614	16.984	48.10	917.873	2527.761	2.754	5416.631	0.048	6.715	1.207	361.109	0.143	0.393	1.601	0.511	OK
2	0 + 40	30	230.010	0.374	246.987	16.977	42.47	821.911	1444.435	1.757	3972.196	0.037	4.511	0.997	1083.326	0.750	1.318	2.315	0.387	OK
1	0 + 70	30	230.390	0.123	247.111	16.721	36.85	714.008	361.109	0.506	1805.544	0.020	2.263	1.252	1083.326	3.000	1.517	2.769	0.128	OK
-	0 + 80	10	230.500	0.000	247.111	16.611	35.00	677.942	0.000	0.000	361.109	0.000	0.506	0.506	361.109	0.000	0.000	0.506	0.000	OK

Sumber : Hasil Perhitungan

Halaman ini sengaja dikosongkan





Gambar 4.17 Grafik muka air pada saluran samping

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.27

Kondisi Profil Muka Air Saluran Samping Pada Q_{100th}

Section	Station	ΔX m	d m	El Muka air m	ΔH m	$2/3Hd$ m	B m	V m/dt	Fr	$\Delta H > 2/3Hd$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
-	0 + 0	0	8.288	241.074	7.476	2.367	50.00	2.641	0.293	Memenuhi
3	0 + 10	10	11.662	241.292	7.258	2.367	48.10	1.665	0.156	Memenuhi
2	0 + 40	30	11.406	241.416	7.134	2.367	42.47	1.092	0.103	Memenuhi
1	0 + 70	30	11.069	241.459	7.091	2.367	36.85	0.321	0.031	Memenuhi
-	0 + 80	10	10.959	241.459	7.091	2.367	35.00	0.000	0.000	Memenuhi

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.28

Kondisi Profil Muka Air Saluran Samping Pada Q_{1000th}

Section	Station	ΔX m	d m	El Muka air m	ΔH m	$2/3Hd$ m	B m	V m/dt	Fr	$\Delta H > 2/3Hd$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
-	0 + 0	0	10.348	243.134	6.636	3.180	50.000	2.641	0.262	Memenuhi
3	0 + 10	10	13.847	243.477	6.293	3.180	48.100	1.665	0.143	Memenuhi
2	0 + 40	30	13.694	243.704	6.066	3.180	42.470	1.092	0.094	Memenuhi
1	0 + 70	30	13.392	243.782	5.988	3.180	36.850	0.321	0.028	Memenuhi
-	0 + 80	10	13.282	243.782	5.988	3.180	35.000	0.000	0.000	Memenuhi

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.29

Kondisi Profil Muka Air Saluran Samping Pada Q_{PMF}

Section	Station	ΔX m	d m	El Muka air m	ΔH m	$2/3Hd$ m	B m	V m/dt	Fr	$\Delta H > 2/3Hd$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
-	0 + 0	0	13.341	246.127	5.463	4.393	50.000	2.641	0.231	Memenuhi
3	0 + 10	10	16.984	246.614	4.976	4.393	48.100	1.665	0.129	Memenuhi
2	0 + 40	30	16.977	246.987	4.603	4.393	42.470	1.092	0.085	Memenuhi
1	0 + 70	30	16.721	247.111	4.479	4.393	36.850	0.321	0.025	Memenuhi
-	0 + 80	10	16.611	247.111	4.479	4.393	35.000	0.000	0.000	Memenuhi

Sumber : Hasil Perhitungan

4.12. Analisa Loncatan Hidrolis

4.12.1. Perhitungan Loncatan Hidrolis pada Kolam Olak

Perhitungan tinggi muka air pada loncatan air setelah saluran peluncur dipengaruhi oleh hukum persamaan momentum. Contoh perhitungannya adalah sebagai berikut:

$$Q_{1000th} = 1797,75 \text{ m}^3/\text{dt}$$

Tinggi muka air dan kecepatan sebelum loncatan didapat dari perhitungan muka air pada akhir saluran peluncur (*section 23*) pada Tabel 4.25.

$$h_{23} = 2,066 \text{ m}$$

$$V_{23} = 21,752 \text{ m/dt}$$

Tinggi muka air setelah loncatan adalah :

$$Fr_{23} = \frac{V_{23}}{\sqrt{gh_{23}}} = \frac{2,066}{\sqrt{9,81 \cdot 21,752}} = 4,831$$

$$h_{24}/h_{23} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8Fr_{23}^2} - 1)$$

$$\begin{aligned} h_{24}/2,066 &= \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8 \cdot 4,831^2} - 1) \\ &= 16,725 \text{ m} \end{aligned}$$

Selanjutnya menghitung kehilangan energi akibat loncatan

$$h_{23} = 2,066 \text{ m}$$

$$V_{23} = 21,752 \text{ m/dt}$$

$$\begin{aligned} E_{23} &= h_{23} + V_{23}^2/2g \\ &= 2,066 + 24,115 \\ &= 26,18 \text{ m} \end{aligned}$$

$$h_{27} \text{ (setelah loncatan)} = 13,122 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} V_{27} &= Q/A_{27} \\ &= 1797,75/(40 \cdot 13,122) \\ &= 3,42 \text{ m/dt} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 E_{27} &= h_{27} + V_{27}^2/2g \\
 &= 13,122 + 0,597 \\
 &= 13,72 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Delta E &= E_{23} - E_{27} \\
 &= 26,18 - 13,72 \\
 &= 12,46 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Kehilangan energi akibat loncatan

$$\Delta E/E_{23} = 12,46/26,18 = 0,48 = 48\%$$

Dengan nilai $Fr = 4.831$ maka tipe loncatan hidrolis yang terjadi adalah tipe loncatan tunak. Berdasarkan grafik 2.6 panjang loncatan pada Q_{1000th} adalah 77,421 m dan kehilangan energi akibat loncatan hidraulik yaitu 48%. Perhitungan selanjutnya dapat dilihat di tabel 4.31.

4.13. Analisa Profil Muka Air Dengan Pendekatan Uji Model

Pendekatan untuk mengetahui profil muka air dengan uji model fisik yaitu dengan pengolahan data hasil pengukuran pada uji model fisik. Pengolahan data untuk mendapat profil muka air menggunakan persamaan (4-1) sampai (4-3). Berikut merupakan hasil pengolahan data pengukuran pada uji model fisik yang disajikan pada tabel 4.35 sampai 4.39.

4.14. Perhitungan Aliran Getar

Pada suatu saluran peluncur yang panjang terdapat bahaya ketidak stabilan dalam aliran yang disebut sebagai aliran getar (*slug/pulsating flow*). Apabila panjang saluran tersebut lebih dari 30 meter, maka harus dikontrol dengan cara menghitung bilangan Vendernikov (\underline{V}) dan bilangan Montuori (\underline{M}).

- Bilangan Vendernikov (\underline{V})

$$\underline{V} = \frac{2bv}{3P\sqrt{gd \cos \theta}} \dots \dots \dots (4-8)$$

- Bilangan Montuori (\underline{M})

$$\underline{M}^2 = \frac{v^2}{gl \cos \theta} \dots \dots \dots (4-9)$$

dalam hal ini :

b = lebar dasar saluran (m)

v = kecepatan aliran (m/dt)

g = percepatan gravitasi (9,81 m/dt²)

P = keliling basah (m)

d = kedalaman hidraulik (m)

I = kemiringan rerata gradien energi ($\tan\Theta$)

Θ = sudut gradien energi

L = panjang saluran (m)

Berikut Perhitungan aliran getar pada peluncur pada tabel 4.32 sampai dengan 4.34.

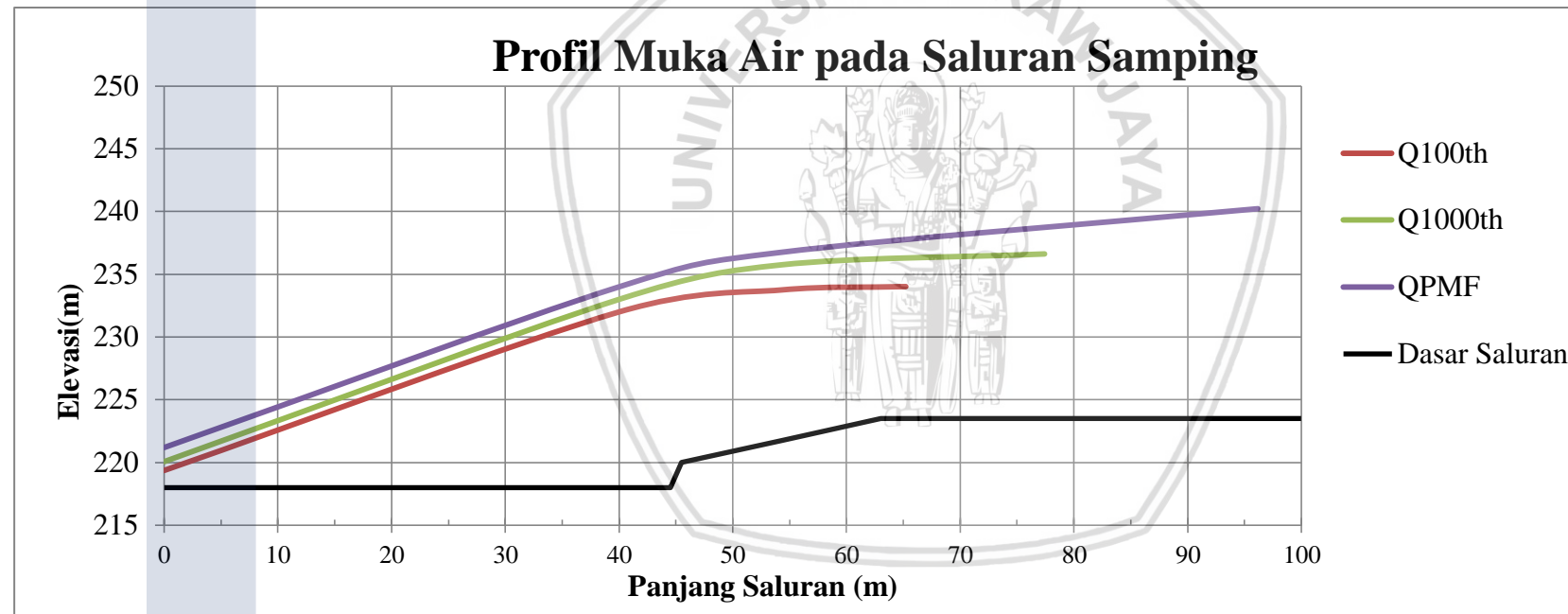


Tabel 4.30

Perhitungan Tinggi Konjugasi pada Loncatan Hidrolis pada Kolam Olak

Kala ulang	Debit m ³ /dt	h ₁ m	V ₁ m ² /dt	Fr	h ₂ m	V ₂ m ² /dt	Tipe loncatan	E ₁ m	E ₂ m	ΔE	Reduksi Energi	L ₂ /Y ₂	L ₂ m
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]	[13]	[14]
Q100TH	1169.840	1.366	21.187	5.787	10.519	2.780	Loncatan Tunak	24.24	10.91	13.331	55%	6.10	65.220
Q1000TH	1797.750	2.066	21.752	4.831	13.122	3.425	Loncatan Tunak	26.18	13.72	12.460	48%	6.00	77.421
QPMF	2888.870	3.192	29.282	4.043	16.725	4.318	Loncatan Gelombang	46.89	17.68	29.217	62%	5.80	96.170

Sumber: Hasil Perhitungan



Gambar 4.18 Profil muka air peredam energi.

Sumber : Hasil Perhitungan

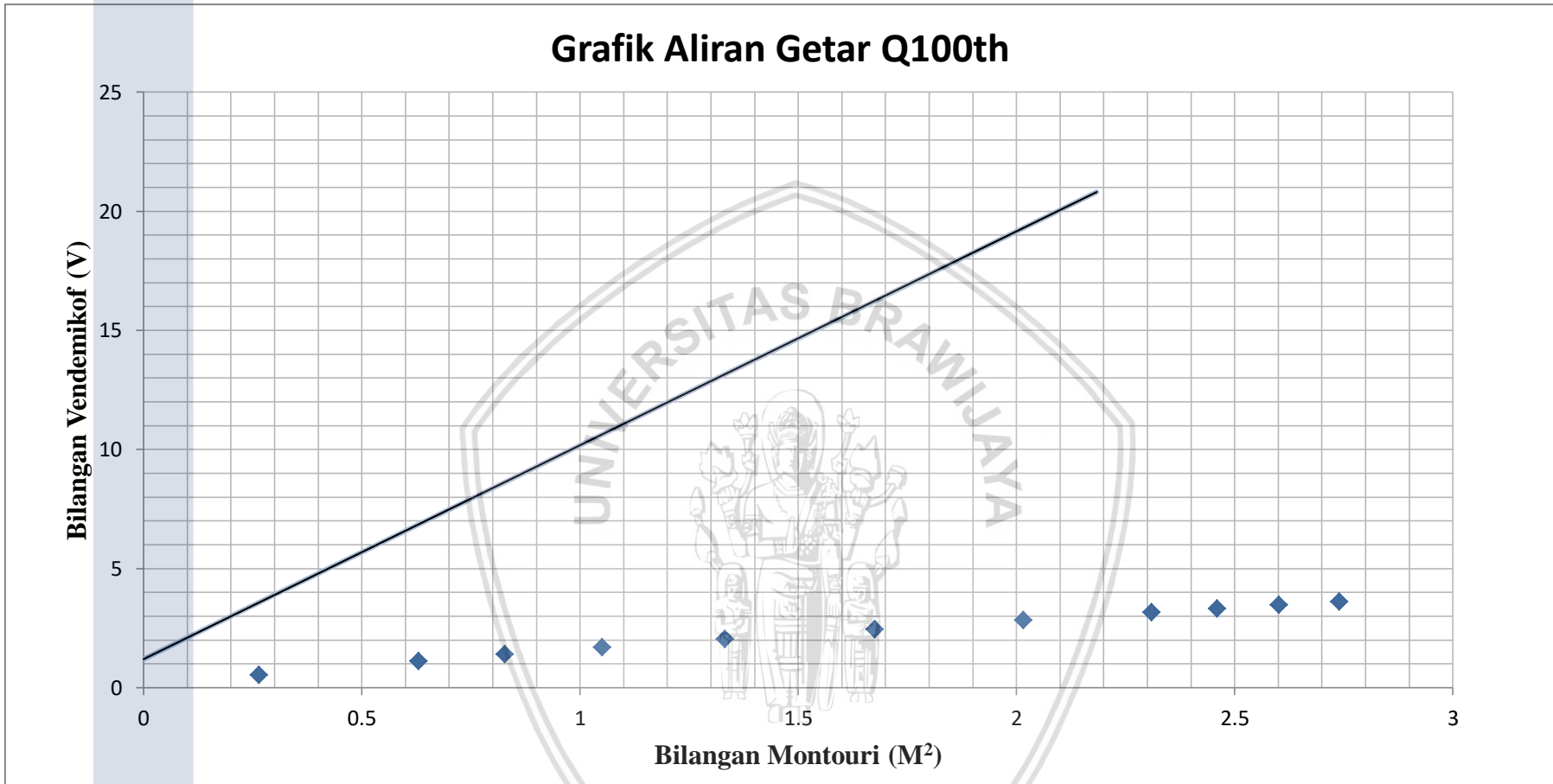
Tabel 4.31
Perhitungan Aliran Getar Q_{100th}

Section	Debit	b	d	V	P	L	θ	I	Bilangan		Keterangan
	(m^3/dt)	(m)	(m)	(m/dt)	(m)	(m)			\underline{V}	\underline{M}^2	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
13	1169.840	40.00	4.404	6.573	48.808	163.56	5.860	0.103	0.548	0.264	tidak terjadi aliran getar
14	1169.840	40.00	2.850	10.156	45.700	163.56	5.860	0.103	1.124	0.630	tidak terjadi aliran getar
15	1169.840	40.00	2.486	11.644	44.972	163.56	5.860	0.103	1.402	0.828	tidak terjadi aliran getar
16	1169.840	40.00	2.206	13.121	44.412	163.56	5.860	0.103	1.698	1.051	tidak terjadi aliran getar
17	1169.840	40.00	1.960	14.768	43.920	163.56	5.860	0.103	2.050	1.331	tidak terjadi aliran getar
18	1169.840	40.00	1.747	16.566	43.495	163.56	5.860	0.103	2.460	1.675	tidak terjadi aliran getar
19	1169.840	40.00	1.593	18.172	43.186	163.56	5.860	0.103	2.846	2.016	tidak terjadi aliran getar
20	1169.840	40.00	1.488	19.449	42.977	163.56	5.860	0.103	3.167	2.309	tidak terjadi aliran getar
21	1169.840	40.00	1.442	20.073	42.884	163.56	5.860	0.103	3.327	2.460	tidak terjadi aliran getar
22	1169.840	40.00	1.402	20.642	42.804	163.56	5.860	0.103	3.476	2.601	tidak terjadi aliran getar
23	1169.840	40.00	1.366	21.187	42.732	163.56	5.860	0.103	3.621	2.740	tidak terjadi aliran getar

Sumber : Hasil Perhitungan

Keterangan :

- | | | | |
|------------------|--------------------------|-----------------------|---|
| 1. Section | 4. h Section n | 7. Panjang Saluran | 10. $2.[3].[5] / \{3.[6].(9,81.[4].\cos[8])0,5\}$ |
| 2. Debit | 5. kecepatan section n | 8. Sudut Kemiringan | 11. $[5]^2 / \{9,81.[7].[9].\cos[8]\}$ |
| 3. Lebar Saluran | 6. Keliling basah | 9. Kemiringan Saluran | 12. Grafik |



Gambar 4.19 Penentuan terjadinya aliran getar pada saluran peluncur Q_{100th}

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.32

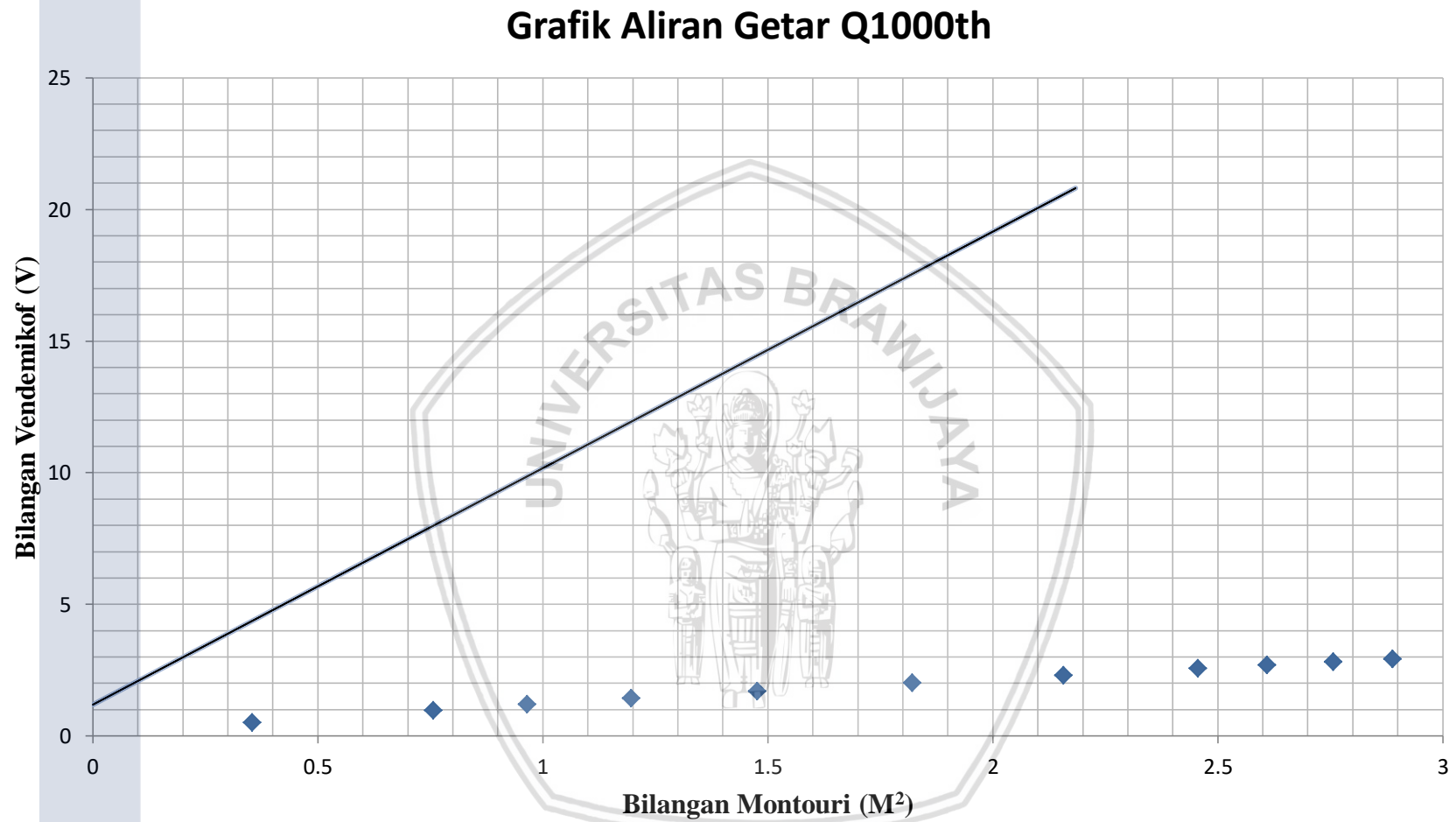
Perhitungan Aliran Getar Q_{1000th}

Section	Debit (m^3/dt)	b (m)	d (m)	V (m/dt)	P (m)	L (m)	θ	I	Bilangan		Keterangan
									<u>V</u>	<u>M²</u>	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
13	1797.750	40.00	5.905	7.611	51.810	163.56	5.85969	0.103	0.516	0.354	tidak terjadi aliran getar
14	1797.750	40.00	4.037	11.132	48.074	163.56	5.85969	0.103	0.984	0.757	tidak terjadi aliran getar
15	1797.750	40.00	3.576	12.569	47.151	163.56	5.85969	0.103	1.203	0.964	tidak terjadi aliran getar
16	1797.750	40.00	3.211	13.998	46.421	163.56	5.85969	0.103	1.437	1.196	tidak terjadi aliran getar
17	1797.750	40.00	2.890	15.552	45.780	163.56	5.85969	0.103	1.706	1.476	tidak terjadi aliran getar
18	1797.750	40.00	2.603	17.269	45.205	163.56	5.85969	0.103	2.021	1.821	tidak terjadi aliran getar
19	1797.750	40.00	2.391	18.799	44.782	163.56	5.85969	0.103	2.318	2.157	tidak terjadi aliran getar
20	1797.750	40.00	2.241	20.058	44.481	163.56	5.85969	0.103	2.571	2.456	tidak terjadi aliran getar
21	1797.750	40.00	2.174	20.675	44.348	163.56	5.85969	0.103	2.699	2.609	tidak terjadi aliran getar
22	1797.750	40.00	2.115	21.251	44.230	163.56	5.85969	0.103	2.820	2.757	tidak terjadi aliran getar
23	1797.750	40.00	2.066	21.752	44.132	163.56	5.85969	0.103	2.927	2.888	tidak terjadi aliran getar

Sumber : Hasil Perhitungan

Keterangan :

- | | | | |
|------------------|--------------------------|-----------------------|--|
| 1. Section | 4. h Section n | 7. Panjang Saluran | 10. $2.[3].[5] / \{3.[6].(9,81.[4].\cos[8])^{0,5}\}$ |
| 2. Debit | 5. kecepatan section n | 8. Sudut Kemiringan | 11. $[5]^2 / \{9,81.[7].[9].\cos[8]\}$ |
| 3. Lebar Saluran | 6. Keliling basah | 9. Kemiringan Saluran | 12. Grafik |



Gambar 4.20 Penentuan terjadinya aliran getar pada saluran peluncur Q_{1000th}
 Sumber : Hasil Perhitungan

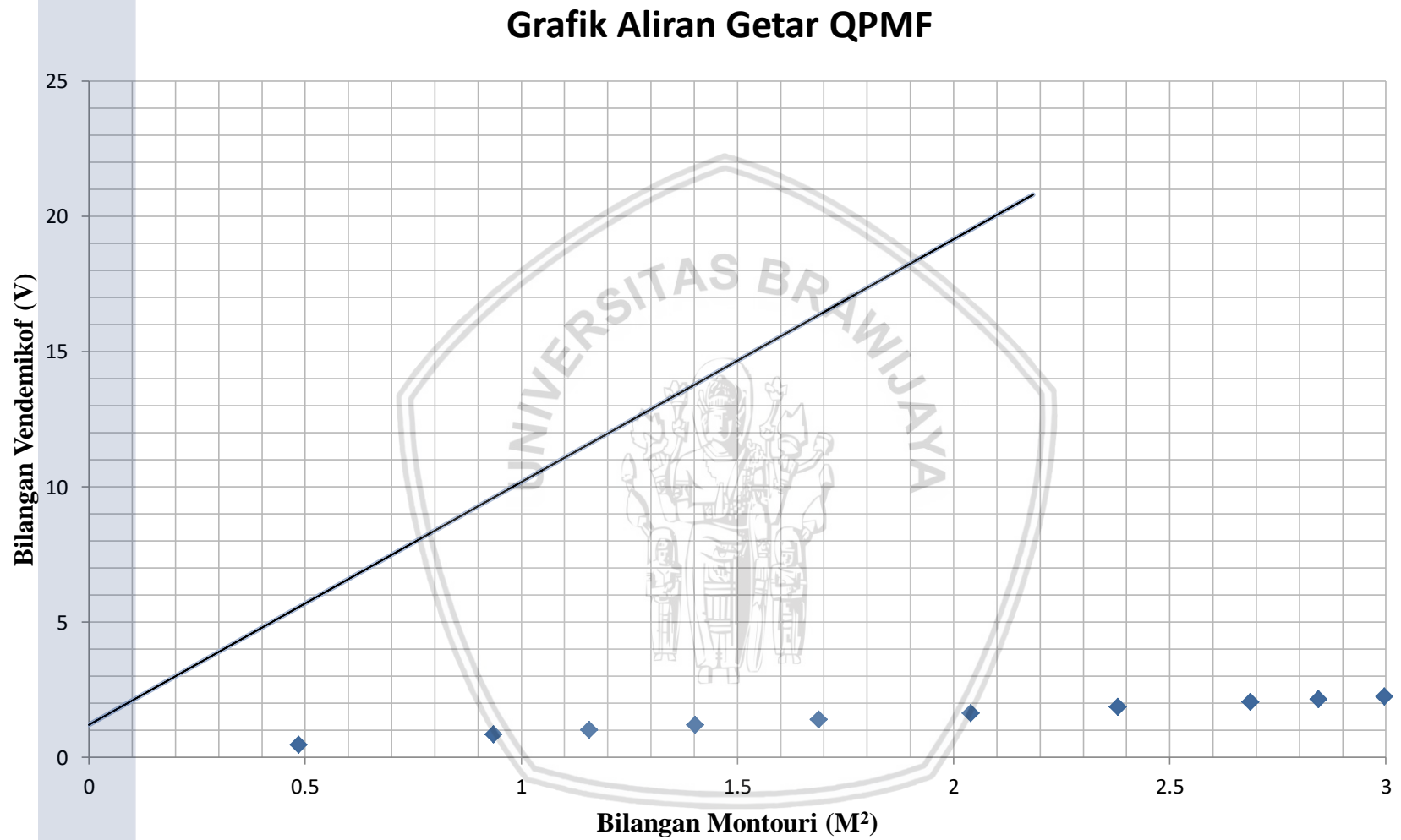
Tabel 4.33
Perhitungan Aliran Getar Q_{PMF}

Section	Debit (m ³ /dt)	b (m)	d (m)	V (m/dt)	P (m)	L (m)	θ	I	Bilangan $\frac{V}{M^2}$	$\frac{M^2}{V}$	Keterangan
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
13	1797.750	40.00	8.101	8.915	56.203	163.56	5.85969	0.103	0.476	0.485	tidak terjadi aliran getar
14	1797.750	40.00	5.834	12.379	51.669	163.56	5.85969	0.103	0.847	0.935	tidak terjadi aliran getar
15	1797.750	40.00	5.245	13.770	50.490	163.56	5.85969	0.103	1.017	1.157	tidak terjadi aliran getar
16	1797.750	40.00	4.766	15.153	49.533	163.56	5.85969	0.103	1.196	1.402	tidak terjadi aliran getar
17	1797.750	40.00	4.343	16.630	48.686	163.56	5.85969	0.103	1.399	1.688	tidak terjadi aliran getar
18	1797.750	40.00	3.951	18.279	47.902	163.56	5.85969	0.103	1.639	2.040	tidak terjadi aliran getar
19	1797.750	40.00	3.658	19.744	47.316	163.56	5.85969	0.103	1.863	2.380	tidak terjadi aliran getar
20	1797.750	40.00	3.443	20.978	46.886	163.56	5.85969	0.103	2.058	2.686	tidak terjadi aliran getar
21	1797.750	40.00	3.346	21.583	46.693	163.56	5.85969	0.103	2.157	2.844	tidak terjadi aliran getar
22	1797.750	40.00	3.260	22.156	46.520	163.56	5.85969	0.103	2.252	2.997	tidak terjadi aliran getar
23	1797.750	40.00	3.192	22.625	46.384	163.56	5.85969	0.103	2.330	3.125	tidak terjadi aliran getar

Sumber : Hasil Perhitungan

Keterangan :

- | | | | |
|------------------|--------------------------|-----------------------|---|
| 1. Section | 4. h Section n | 7. Panjang Saluran | 10. $2.[3].[5] / \{3.[6].(9,81.[4].\cos[8])0,5\}$ |
| 2. Debit | 5. kecepatan section n | 8. Sudut Kemiringan | 11. $[5]^2 / \{9,81.[7].[9].\cos[8]\}$ |
| 3. Lebar Saluran | 6. Keliling basah | 9. Kemiringan Saluran | 12. Grafik |



Gambar 4.21 Penentuan terjadinya aliran getar pada saluran peluncur Q_{PMF}
 Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.34
Profil Muka Air *Final Desain* pada Saluran Pengarah

Kala Ulang	Debit Outflow	q	Zona	Nomor Section	Jarak Section	Elevasi Dasar	Elevasi Muka Air	Tinggi Muka Air	Tinggi Muka Air di Atas Pelimpah (H)	H/5	V	Froude	Syarat hidraulik (menghindari turbulensi dan kavitasi)		
(th)	(m ³ /dt)	(m ² /dt)			(m)			(m)	(m)	(m)	(m/dt)		P≥H/5	V ≤ 4m/det	Fr ≤ 0,4
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
Q _{2th}	529.180	6.615	Saluran Pengarah	III	0.00	242.000	247.180	5.180	2.180	0.436	1.277	0.179	Memenuhi	Memenuhi	Memenuhi
				II	12.00	242.000	247.200	5.200	2.200	0.440	1.272	0.178	Memenuhi	Memenuhi	Memenuhi
				I	6.00	242.000	247.140	5.140	2.140	0.428	1.287	0.181	Memenuhi	Memenuhi	Memenuhi
Q _{5th}	698.430	8.730	Saluran Pengarah	III	0.00	242.000	247.540	5.540	2.540	0.508	1.576	0.214	Memenuhi	Memenuhi	Memenuhi
				II	12.00	242.000	247.480	5.480	2.480	0.496	1.593	0.217	Memenuhi	Memenuhi	Memenuhi
				I	6.00	242.000	247.460	5.460	2.460	0.492	1.599	0.218	Memenuhi	Memenuhi	Memenuhi
Q _{25th}	950.390	11.880	Saluran Pengarah	III	0.00	242.000	247.920	5.920	2.920	0.584	2.007	0.263	Memenuhi	Memenuhi	Memenuhi
				II	12.00	242.000	247.940	5.940	2.940	0.588	2.000	0.262	Memenuhi	Memenuhi	Memenuhi
				I	6.00	242.000	247.860	5.860	2.860	0.572	2.027	0.267	Memenuhi	Memenuhi	Memenuhi
Q _{50th}	1054.340	13.179	Saluran Pengarah	III	0.00	242.000	248.440	6.440	3.440	0.688	2.046	0.257	Memenuhi	Memenuhi	Memenuhi
				II	12.00	242.000	248.420	6.420	3.420	0.684	2.053	0.259	Memenuhi	Memenuhi	Memenuhi
				I	6.00	242.000	248.380	6.380	3.380	0.676	2.066	0.261	Memenuhi	Memenuhi	Memenuhi
Q _{100th}	1157.830	14.473	Saluran Pengarah	III	0.00	242.000	248.460	6.460	3.460	0.692	2.240	0.281	Memenuhi	Memenuhi	Memenuhi
				II	12.00	242.000	248.520	6.520	3.520	0.704	2.220	0.278	Memenuhi	Memenuhi	Memenuhi
				I	6.00	242.000	248.460	6.460	3.460	0.692	2.240	0.281	Memenuhi	Memenuhi	Memenuhi
Q _{1000th}	1797.750	22.472	Saluran Pengarah	III	0.00	242.000	249.540	7.540	4.540	0.908	2.980	0.347	Memenuhi	Memenuhi	Memenuhi
				II	12.00	242.000	249.540	7.540	4.540	0.908	2.980	0.347	Memenuhi	Memenuhi	Memenuhi
				I	6.00	242.000	249.420	7.420	4.420	0.884	3.029	0.355	Memenuhi	Memenuhi	Memenuhi
Q _{PMF}	2888.870	36.111	Saluran Pengarah	III	0.00	242.000	250.700	8.700	5.700	1.140	4.151	0.449	Memenuhi	Tidak memenuhi	Tidak memenuhi
				II	0.00	242.000	250.520	8.520	5.520	1.104	4.238	0.464	Memenuhi	Tidak memenuhi	Tidak memenuhi
				I	0.00	242.000	250.460	8.460	5.460	1.092	4.268	0.469	Memenuhi	Tidak memenuhi	Tidak memenuhi

Sumber : Hasil Pengolahan Data

Tabel 4.35
Profil Muka Air *Final Desain* pada Pelimpah

Kala Ulang	Debit Outflow	Zona	Nomor Sec.	Elevasi Muka Air Hulu	Tinggi Muka Air Maksimum Hulu (h_{min}) (m)	Elevasi Muka Air Hilir Pelimpah	h_T (m)	$2/3H$ (m)	$(2/3H)/h_T$	Syarat pengaliran sempurna ($h_T \geq 2/3H$)	Kondisi Aliran
<u>1</u>	<u>2</u>	<u>3</u>	<u>4</u>	<u>5</u>	<u>6</u>	<u>7</u>	<u>8</u>	<u>9</u>	<u>10</u>	<u>11</u>	<u>12</u>
Q _{2th}	529.180	Saluran Samping	1	247.140	2.140	238.300	8.840	1.427	0.161	Memenuhi	Aliran Sempurna
			2	247.140	2.140	237.960	9.180	1.427	0.155	Memenuhi	Aliran Sempurna
			3	247.140	2.140	238.160	8.980	1.427	0.159	Memenuhi	Aliran Sempurna
Q _{5th}	698.430	Saluran Samping	1	247.460	2.460	238.640	8.820	1.640	0.186	Memenuhi	Aliran Sempurna
			2	247.460	2.460	238.820	8.640	1.640	0.190	Memenuhi	Aliran Sempurna
			3	247.460	2.460	238.860	8.600	1.640	0.191	Memenuhi	Aliran Sempurna
Q _{25th}	950.390	Saluran Samping	1	247.860	2.860	239.920	7.940	1.907	0.240	Memenuhi	Aliran Sempurna
			2	247.860	2.860	239.880	7.980	1.907	0.239	Memenuhi	Aliran Sempurna
			3	247.860	2.860	239.760	8.100	1.907	0.235	Memenuhi	Aliran Sempurna
Q _{50th}	1054.340	Saluran Samping	1	248.380	3.380	241.100	7.280	2.253	0.310	Memenuhi	Aliran Sempurna
			2	248.380	3.380	241.020	7.360	2.253	0.306	Memenuhi	Aliran Sempurna
			3	248.380	3.380	240.900	7.480	2.253	0.301	Memenuhi	Aliran Sempurna
Q _{100th}	1157.830	Saluran Samping	1	248.460	3.460	241.140	7.320	2.307	0.315	Memenuhi	Aliran Sempurna
			2	248.460	3.460	241.180	7.280	2.307	0.317	Memenuhi	Aliran Sempurna
			3	248.460	3.460	241.180	7.280	2.307	0.317	Memenuhi	Aliran Sempurna
Q _{1000th}	1797.750	Saluran Samping	1	249.420	4.420	243.980	5.440	2.947	0.542	Memenuhi	Aliran Sempurna
			2	249.420	4.420	243.820	5.600	2.947	0.526	Memenuhi	Aliran Sempurna
			3	249.420	4.420	243.480	5.940	2.947	0.496	Memenuhi	Aliran Sempurna
Q _{PMF}	2888.870	Saluran Samping	1	250.460	5.460	246.490	3.970	3.640	0.917	Memenuhi	Aliran Sempurna
			2	250.460	5.460	246.480	3.980	3.640	0.915	Memenuhi	Aliran Sempurna
			3	250.460	5.460	245.860	4.600	3.640	0.791	Memenuhi	Aliran Sempurna

Sumber : Hasil Pengolahan Data

Tabel 4.36

Profil Muka Air *Final Desain* pada Saluran Samping (*Side Channel*)

Kala Ulang	Debit Outflow	Zona	Nomor Section	Jarak Section	Elevasi Dasar	Elevasi Muka Air	Tinggi Muka Air (d)	Lebar Dasar Saluran (B)	Kecepatan	d/B	Froude	Kondisi Aliran	Syarat	
(th)	(m ³ /dt)			(m)			(m)	(m)	(m/det)				d/B ≥ 0,5	Fr < 0,5
<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>	<i>5</i>	<i>6</i>	<i>7</i>	<i>8</i>	<i>9</i>	<i>10</i>	<i>11</i>	<i>12</i>	<i>13</i>	<i>14</i>	<i>15</i>
Q _{2th}	529.180	Saluran Samping	1	10.000	230.180	238.300	8.120	36.913	1.063	0.220	0.119	Subkritis	Tidak Memenuhi	Memenuhi
			2	30.000	229.580	237.960	8.380	43.325	1.582	0.193	0.175	Subkritis	Tidak Memenuhi	Memenuhi
			3	30.000	229.220	238.160	8.940	48.725	1.582	0.183	0.169	Subkritis	Tidak Memenuhi	Memenuhi
Q _{5th}	698.430	Saluran Samping	1	10.000	230.180	238.640	8.460	36.913	1.616	0.229	0.177	Subkritis	Tidak Memenuhi	Memenuhi
			2	30.000	229.580	238.820	9.240	43.325	1.919	0.213	0.202	Subkritis	Tidak Memenuhi	Memenuhi
			3	30.000	229.220	238.860	9.640	48.725	2.003	0.198	0.206	Subkritis	Tidak Memenuhi	Memenuhi
Q _{25th}	950.390	Saluran Samping	1	10.000	230.180	239.920	9.740	36.913	1.842	0.264	0.188	Subkritis	Tidak Memenuhi	Memenuhi
			2	30.000	229.580	239.880	10.300	43.325	2.294	0.238	0.228	Subkritis	Tidak Memenuhi	Memenuhi
			3	30.000	229.220	239.760	10.540	48.725	2.445	0.216	0.240	Subkritis	Tidak Memenuhi	Memenuhi
Q _{50th}	1054.340	Saluran Samping	1	10.000	230.180	241.100	10.920	36.913	2.378	0.296	0.230	Subkritis	Tidak Memenuhi	Memenuhi
			2	30.000	229.580	241.020	11.440	43.325	2.598	0.264	0.245	Subkritis	Tidak Memenuhi	Memenuhi
			3	30.000	229.220	240.900	11.680	48.725	2.733	0.240	0.255	Subkritis	Tidak Memenuhi	Memenuhi
Q _{100th}	1157.830	Saluran Samping	1	10.000	230.180	241.140	10.960	36.913	2.939	0.297	0.283	Subkritis	Tidak Memenuhi	Memenuhi
			2	30.000	229.580	241.180	11.600	43.325	3.416	0.268	0.320	Subkritis	Tidak Memenuhi	Memenuhi
			3	30.000	229.220	241.180	11.960	48.725	3.046	0.245	0.281	Subkritis	Tidak Memenuhi	Memenuhi
Q _{1000th}	1797.750	Saluran Samping	1	10.000	230.180	243.980	13.800	36.913	3.412	0.374	0.293	Subkritis	Tidak Memenuhi	Memenuhi
			2	30.000	229.580	243.820	14.240	43.325	3.719	0.329	0.315	Subkritis	Tidak Memenuhi	Memenuhi
			3	30.000	229.220	243.480	14.260	48.725	5.077	0.293	0.429	Subkritis	Tidak Memenuhi	Memenuhi
Q _{PMF}	2888.870	Saluran Samping	1	10.000	230.180	246.490	16.310	36.913	4.375	0.442	0.346	Subkritis	Tidak Memenuhi	Memenuhi
			2	30.000	229.580	246.480	16.900	43.325	5.516	0.390	0.428	Subkritis	Tidak Memenuhi	Memenuhi
			3	30.000	229.220	245.860	16.640	48.725	6.052	0.342	0.474	Subkritis	Tidak Memenuhi	Memenuhi

Sumber : Hasil Pengolahan Data

Tabel 4.37
Profil Muka Air *Final Desain* pada Saluran Transisi

Kala Ulang (th)	Debit Outflow (m ₃ /dt)	Zona	Nomor Section	Jarak Section (m)	Elevasi Dasar Saluran	Elevasi Muka Air	Tinggi Muka Air (m)	Kecepatan (m/det)	Froude	Kondisi Aliran
<u>1</u>	<u>2</u>	<u>3</u>	<u>4</u>	<u>5</u>	<u>6</u>	<u>7</u>	<u>8</u>	<u>9</u>	<u>10</u>	<u>11</u>
Q _{2th}	529.180	Saluran Transisi	4	13.80	232.786	237.860	5.07	2.703	0.38	Subkritis
			5	12.00	232.786	237.820	5.03	2.874	0.41	Subkritis
			6	18.00	232.786	237.820	5.03	3.023	0.43	Subkritis
			7	24.00	232.786	237.900	5.11	3.056	0.43	Subkritis
			8	24.00	232.786	237.840	5.05	2.744	0.39	Subkritis
			9	24.00	232.786	237.800	5.01	3.098	0.44	Subkritis
			10	18.00	232.786	237.900	5.11	2.857	0.40	Subkritis
			11	18.00	232.786	237.940	5.15	3.051	0.43	Subkritis
Q _{5th}	698.430	Saluran Transisi	12	12.00	232.786	237.220	4.43	4.754	0.72	Subkritis
			4	13.80	232.786	238.480	5.69	3.482	0.47	Subkritis
			5	12.00	232.786	238.440	5.65	3.586	0.48	Subkritis
			6	18.00	232.786	238.480	5.69	3.206	0.43	Subkritis
			7	24.00	232.786	238.420	5.63	3.243	0.44	Subkritis
			8	24.00	232.786	238.400	5.61	2.943	0.40	Subkritis
			9	24.00	232.786	238.280	5.49	3.431	0.47	Subkritis
			10	18.00	232.786	238.340	5.55	3.344	0.45	Subkritis
Q _{25th}	950.390	Saluran Transisi	11	18.00	232.786	238.400	5.61	3.469	0.47	Subkritis
			12	12.00	232.786	237.780	4.99	4.833	0.69	Subkritis
			4	13.80	232.786	239.560	6.77	3.952	0.48	Subkritis
			5	12.00	232.786	239.320	6.53	3.847	0.48	Subkritis
			6	18.00	232.786	239.300	6.51	3.556	0.44	Subkritis
			7	24.00	232.786	239.320	6.53	3.651	0.46	Subkritis
			8	24.00	232.786	239.200	6.41	3.187	0.40	Subkritis
			9	24.00	232.786	239.240	6.45	3.980	0.50	Subkritis
Q _{50th}	1054.340	Saluran Transisi	10	18.00	232.786	239.280	6.49	3.824	0.48	Subkritis
			11	18.00	232.786	239.180	6.39	4.025	0.51	Subkritis
			12	12.00	232.786	238.640	5.85	5.316	0.70	Subkritis
			4	13.80	232.786	240.520	7.73	4.208	0.48	Subkritis
			5	12.00	232.786	240.340	7.55	4.285	0.50	Subkritis
			6	18.00	232.786	240.360	7.57	3.721	0.43	Subkritis
			7	24.00	232.786	240.280	7.49	4.011	0.47	Subkritis
			8	24.00	232.786	240.180	7.39	3.412	0.40	Subkritis
Q _{100th}	1157.830	Saluran Transisi	9	24.00	232.786	240.140	7.35	4.309	0.51	Subkritis
			10	18.00	232.786	240.000	7.21	4.399	0.52	Subkritis
			11	18.00	232.786	239.980	7.19	4.163	0.50	Subkritis
			12	12.00	232.786	239.360	6.57	5.488	0.68	Subkritis
			4	13.80	232.786	240.660	7.87	4.466	0.51	Subkritis
			5	12.00	232.786	240.500	7.71	4.630	0.53	Subkritis
			6	18.00	232.786	240.480	7.69	3.824	0.44	Subkritis
			7	24.00	232.786	240.460	7.67	4.240	0.49	Subkritis
Q _{1000th}	1797.750	Saluran Transisi	8	24.00	232.786	240.400	7.61	3.832	0.44	Subkritis
			9	24.00	232.786	240.440	7.65	4.442	0.51	Subkritis
			10	18.00	232.786	240.180	7.39	4.563	0.54	Subkritis
			11	18.00	232.786	240.200	7.41	4.426	0.52	Subkritis
			12	12.00	232.786	239.640	6.85	6.402	0.78	Subkritis
			4	13.80	232.786	243.160	10.37	4.944	0.49	Subkritis
			5	12.00	232.786	242.620	9.83	5.014	0.51	Subkritis
			6	18.00	232.786	242.540	9.75	4.395	0.45	Subkritis
Q _{PMF}	2888.870	Saluran Transisi	7	24.00	232.786	242.600	9.81	4.545	0.46	Subkritis
			8	24.00	232.786	242.440	9.65	4.384	0.45	Subkritis
			9	24.00	232.786	242.280	9.49	4.990	0.52	Subkritis
			10	18.00	232.786	241.980	9.19	5.096	0.54	Subkritis
			11	18.00	232.786	242.060	9.27	5.090	0.53	Subkritis
			12	12.00	232.786	241.200	8.41	6.913	0.76	Subkritis
			4	0.00	232.786	245.600	12.81	6.199	0.55	Subkritis
			5	0.00	232.786	245.160	12.37	6.231	0.57	Subkritis
Q _{PMF}	2888.870	Saluran Transisi	6	0.00	232.786	244.860	12.07	6.013	0.55	Subkritis
			7	0.00	232.786	244.760	11.97	6.063	0.56	Subkritis
			8	0.00	232.786	244.520	11.73	6.131	0.57	Subkritis
			9	0.00	232.786	244.340	11.55	6.551	0.62	Subkritis
			10	0.00	232.786	243.980	11.19	6.497	0.62	Subkritis
			11	0.00	232.786	243.320	10.53	6.682	0.66	Subkritis
			12	0.00	232.786	243.620	10.83	8.550	0.83	Subkritis

Sumber : Hasil Pengolahan Data



Halaman ini sengaja dikosongkan

4.15. Perhitungan Indeks Kavitas

Bila suatu cairan mengalir ke dalam suatu daerah yang tekanannya adalah sama dengan tekanannya sama dengan tekanan uap pada temperatur tersebut, yang merupakan titik awal terjadinya kavitasi.

Suatu bentuk persamaan untuk memperkirakan kavitasi berupa parameter tak berdimensi, merupakan hubungan antara gaya pelindung terhadap kavitasi (*ambient pressure*) dan penyebab kavitasi (*dynamic pressure*) disebut "indeks kavitasi" (Roberson.dkk, 1998:386). Potensi timbulnya kavitasi apabila kecepatan ≥ 20 m/dt, sedangkan perkiraan terjadinya kavitasi dapat didekati dengan nilai indeks kavitasi. Perhitungan kavitasi dengan persamaan berikut :

$$\sigma = \frac{P_0 - P_v}{\rho \frac{V_0^2}{2}} \dots\dots\dots(4-10)$$

$$C_p = \frac{P - P_0}{\rho \frac{V_0^2}{2}} \dots\dots\dots(4-11)$$

dengan:

σ = indeks kavitasi

P_0 = *ambient pressure* (kPa) $\rightarrow 1 \text{ kPa} = 1000 \text{ N/m}^2$
 $= P_a + P_g$

P_a = tekanan atmosfer (=101 kPa)

P_g = tekanan setempat (kPa) $= \rho \cdot g \cdot h$

h = tinggi muka air (m)

P_v = tekanan uap (kPa)

ρ = massa jenis cairan (kg/m^3)

V_0 = kecepatan aliran (m/dt)

C_p = koefisien kavitasi

σ_1 = angka batas kavitasi

Kriteria timbulnya kavitasi ditentukan dengan syarat :

$\sigma > \sigma_1$: tidak terjadi kavitasi

$\sigma \leq \sigma_1$: terjadi kavitasi

Berikut perhitungan kavitasi pada pelimpah dan saluran peluncur.

Tabel 4.38
Profil Muka Air *Final Desain* pada Saluran Peluncur

Kala Ulang (th)	Debit Outflow (m ³ /dt)	Zona	Nomor Section	Jarak Section (m)	Elevasi Dasar	Elevasi Muka Air	Tinggi Muka Air (m)	V (m/det)	Froude	Kondisi Aliran	P	P ₀ =P _a + P	P ₀ - P _v	P - P ₀	σ	C _p	σ ₁	Keterangan
<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>	<i>5</i>	<i>6</i>	<i>7</i>	<i>8</i>	<i>9</i>	<i>10</i>	<i>11</i>	<i>12</i>	<i>13</i>	<i>14</i>	<i>15</i>	<i>17</i>	<i>18</i>	<i>19</i>	<i>20</i>
Q _{2h}	529.180	Saluran Peluncur	13	11.40	233.360	234.960	1.60	7.787	1.97	Superkritis	15696.00	15797.00	12969.00	-101.00	0.42775	-0.00333	0.00333	Tidak Terjadi Kavitasi
			14	9.00	229.520	233.220	3.70	9.575	1.59	Superkritis	36297.00	36398.00	33570.00	-101.00	0.73235	-0.00220	0.002203	Tidak Terjadi Kavitasi
			15	12.00	227.120	230.620	3.50	10.894	1.86	Superkritis	34335.00	34436.00	31608.00	-101.00	0.53265	-0.00170	0.001702	Tidak Terjadi Kavitasi
			16	12.00	224.780	228.340	3.56	12.596	2.13	Superkritis	34923.60	35024.60	32196.60	-101.00	0.40587	-0.00127	0.001273	Tidak Terjadi Kavitasi
			17	23.10	222.260	225.760	3.50	13.193	2.25	Superkritis	34335.00	34436.00	31608.00	-101.00	0.36319	-0.00116	0.001161	Tidak Terjadi Kavitasi
			18	24.00	220.160	223.720	3.56	13.336	2.26	Superkritis	34923.60	35024.60	32196.60	-101.00	0.36207	-0.00114	0.001136	Tidak Terjadi Kavitasi
			19	24.00	218.000	226.460	8.46	3.579	0.39	Subkritis	82992.60	83093.60	80265.60	-101.00	12.53385	-0.01577	0.015772	Tidak Terjadi Kavitasi
Q _{5h}	698.430	Saluran Peluncur	13	11.40	233.360	235.180	1.82	7.782	1.84	Superkritis	17854.20	17955.20	15127.20	-101.00	0.49963	-0.00334	0.003336	Tidak Terjadi Kavitasi
			14	9.00	229.520	233.440	3.92	9.931	1.60	Superkritis	38455.20	38556.20	35728.20	-101.00	0.72458	-0.00205	0.002048	Tidak Terjadi Kavitasi
			15	12.00	227.120	230.880	3.76	11.163	1.84	Superkritis	36885.60	36986.60	34158.60	-101.00	0.54822	-0.00162	0.001621	Tidak Terjadi Kavitasi
			16	12.00	224.780	228.380	3.60	12.891	2.17	Superkritis	35316.00	35417.00	32589.00	-101.00	0.39221	-0.00122	0.001216	Tidak Terjadi Kavitasi
			17	23.10	222.260	225.980	3.72	13.752	2.28	Superkritis	36493.20	36594.20	33766.20	-101.00	0.35711	-0.00107	0.001068	Tidak Terjadi Kavitasi
			18	24.00	220.160	223.280	3.12	13.630	2.46	Superkritis	30607.20	30708.20	27880.20	-101.00	0.30017	-0.00109	0.001087	Tidak Terjadi Kavitasi
			19	24.00	218.000	227.440	9.44	8.370	0.87	Subkritis	92606.40	92707.40	89879.40	-101.00	2.56578	-0.00288	0.002883	Tidak Terjadi Kavitasi
Q _{25h}	950.390	Saluran Peluncur	13	11.40	233.360	236.000	2.64	8.025	1.58	Superkritis	25898.40	25999.40	23171.40	-101.00	0.71961	-0.00314	0.003137	Tidak Terjadi Kavitasi
			14	9.00	229.520	233.980	4.46	9.969	1.51	Superkritis	43752.60	43853.60	41025.60	-101.00	0.82558	-0.00203	0.002032	Tidak Terjadi Kavitasi
			15	12.00	227.120	231.260	4.14	11.907	1.87	Superkritis	40613.40	40714.40	37886.40	-101.00	0.53450	-0.00142	0.001425	Tidak Terjadi Kavitasi
			16	12.00	224.780	228.800	4.02	13.323	2.12	Superkritis	39436.20	39537.20	36709.20	-101.00	0.41363	-0.00114	0.001138	Tidak Terjadi Kavitasi
			17	23.10	222.260	226.220	3.96	14.177	2.27	Superkritis	38847.60	38948.60	36120.60	-101.00	0.35941	-0.00100	0.001005	Tidak Terjadi Kavitasi
			18	24.00	220.160	223.580	3.42	14.617	2.52	Superkritis	33550.20	33651.20	30823.20	-101.00	0.28853	-0.00095	0.000945	Tidak Terjadi Kavitasi
			19	24.00	218.000	226.840	8.84	11.933	1.28	Superkritis	86720.40	86821.40	83993.40	-101.00	1.17962	-0.00142	0.001418	Tidak Terjadi Kavitasi
Q _{50h}	1054.340	Saluran Peluncur	13	11.40	233.360	236.560	3.20	8.436	1.51	Superkritis	31392.00	31493.00	28665.00	-101.00	0.80553	-0.00284	0.002838	Tidak Terjadi Kavitasi
			14	9.00	229.520	234.520	5.00	10.701	1.53	Superkritis	49050.00	49151.00	46323.00	-101.00	0.80907	-0.00176	0.001764	Tidak Terjadi Kavitasi
			15	12.00	227.120	231.760	4.64	12.426	1.84	Superkritis	45518.40	45619.40	42791.40	-101.00	0.55430	-0.00131	0.001308	Tidak Terjadi Kavitasi
			16	12.00	224.780	229.220	4.44	13.505	2.05	Superkritis	43556.40	43657.40	40829.40	-101.00	0.44770	-0.00111	0.001107	Tidak Terjadi Kavitasi
			17	23.10	222.260	226.660	4.40	14.275	2.17	Superkritis	43164.00	43265.00	40437.00	-101.00	0.39687	-0.00099	0.000991	Tidak Terjadi Kavitasi
			18	24.00	220.160	224.020	3.86	15.272	2.48	Superkritis	37866.60	37967.60	35139.60	-101.00	0.30131	-0.00087	0.000866	Tidak Terjadi Kavitasi
			19	24.00	218.000	226.820	8.82	12.137	1.30	Superkritis	86524.20	86625.20	83797.20	-101.00	1.13773	-0.00137	0.001371	Tidak Terjadi Kavitasi
Q _{100h}	1157.830	Saluran Peluncur	13	11.40	233.360	236.640	3.28	8.743	1.54	Superkritis	32176.80	32277.80	29449.80	-101.00	0.77061	-0.00264	0.002643	Tidak Terjadi Kavitasi
			14	9.00	229.520	234.620	5.10	10.859	1.54	Superkritis	50031.00	50132.00	47304.00	-101.00	0.80237	-0.00171	0.001713	Tidak Terjadi Kavitasi
			15	12.00	227.120	231.860	4.74	12.563	1.84	Superkritis	46499.40	46600.40	43772.40	-101.00	0.55472	-0.00128	0.001280	Tidak Terjadi Kavitasi
			16	12.00	224.780	229.220	4.44	14.759	2.24	Superkritis	43556.40	43657.40	40829.40	-101.00	0.37489	-0.00093	0.000927	Tidak Terjadi Kavitasi
			17	23.10	222.260	226.700	4.44	14.726	2.23	Superkritis	43556.40	43657.40	40829.40	-101.00	0.37658	-0.00093	0.000932	Tidak Terjadi Kavitasi
			18	24.00	220.160	223.980	3.82	12.485	2.04	Superkritis	37474.20	37575.20	34747.20	-101.00	0.44587	-0.00130	0.001296	Tidak Terjadi Kavitasi
			19	24.00	218.000	226.940	8.94	12.430	1.33	Superkritis	87701.40	87802.40	84974.40	-101.00	1.09992	-0.00131	0.001307	Tidak Terjadi Kavitasi
Q _{1000h}	1797.750	Saluran Peluncur	13	11.40	233.360	238.420	5.06	9.105	1.29	Superkritis	49638.60	49739.60	46911.60	-101.00	1.13172	-0.00244	0.002437	Tidak Terjadi Kavitasi
			14	9.00	229.520	235.960	6.44	11.679	1.47	Superkritis	63176.40	63277.40	60449.40	-101.00	0.88633	-0.00148	0.001481	Tidak Terjadi Kavitasi
			15	12.00	227.120	232.960	5.84	13.945	1.84	Superkritis	57290.40	57391.40	54563.40	-101.00	0.56118	-0.00104	0.001039	Tidak Terjadi Kavitasi
			16	12.00	224.780	230.260	5.48	15.457	2.11	Superkritis	53758.80	53859.80	51031.80	-101.00	0.42719	-0.00085	0.000845	Tidak Terjadi Kavitasi
			17	23.10	222.260	227.680	5.42	16.666	2.29	Superkritis	53170.20	53271.20	50443.20	-101.00	0.36323	-0.00073	0.000727	Tidak Terjadi Kavitasi
			18	24.00	220.160	224.900	4.74	18.053	2.65	Superkritis	46499.40	46600.40	43772.40	-101.00	0.26861	-0.00062	0.000620	Tidak Terjadi Kavitasi
			19	24.00	218.000	227.520	9.52	13.795	1.43	Superkritis	93391.20	93492.20	90664.20	-101.00	0.95283	-0.00106	0.001061	Tidak Terjadi Kavitasi
Q _{PMFth}	2888.870	Saluran Peluncur	13	0.00	233.360	240.080	6.72	9.745	1.20	Superkritis	65923.20	66024.20	63196.20	-101.00	1.33085	-0.00213	0.002127	Tidak Terjadi Kavitasi
			14	0.00	229.520	237.680	8.16	12.833	1.43	Superkritis	80049.60	80150.60	77322.60	-101.00	0.93906	-0.00123	0.001227	Tidak Terjadi Kavitasi
			15	0.00	227.120	234.680	7.56	14.925	1.73	Superkritis	74163.60	74264.60	71436.60	-101.00	0.64136	-0.00091	0.000907	Tidak Terjadi Kavitasi
			16	0.00	224.780	231.860	7.08	16.265	1.95	Superkritis	69454.80	69555.80	66727.80	-101.00	0.50445	-0.00076	0.000764	Tidak Terjadi Kavitasi
			17	0.00	222.260	228.860	6.60	17.837	2.22	Superkritis	64746.00	64847.00	62019.00	-101.00	0.38984	-0.00063	0.000635	Tidak Terjadi Kavitasi
			18	0.00	220.160	225.920	5.76	19.129	2.54	Superkritis	56505.60	56606.60	53778.60	-101.00	0.29393	-0.00055	0.000552	Tidak Terjadi Kavitasi
			19	0.00	218.000	223.940	5.94	14.765	1.93	Superkritis	58271.40	58372.40	55544.40	-101.00	0.50957	-0.00093	0.000927	Tidak Terjadi Kavitasi

Sumber : Hasil Pengolahan Data



Tabel 4.39

Perhitungan Kavitasi pada Pelimpah Debit Q_{100th}

Z	H	V	Fr	Kondisi Aliran	P	Po = Pa + P	Pv	Po - Pv	P - Po	σ	C _p	Potensi Kavitasi	Kavitasi
m	m	m/dt			Kpa	Kpa	Kpa	Kpa	Kpa				
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]	[13]	[14]
1.00	2.08	6.96	1.542	Superkritis	20388.06	20489.06	4.23	20484.83	-101.00	0.84482	0.00417	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
1.50	1.82	7.96	1.886	Superkritis	17827.48	17928.48	4.23	17924.25	-101.00	0.56520	0.00318	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
2.00	1.66	8.74	2.169	Superkritis	16242.84	16343.84	4.23	16339.61	-101.00	0.42771	0.00264	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
2.50	1.54	9.41	2.422	Superkritis	15090.48	15191.48	4.23	15187.25	-101.00	0.34314	0.00228	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
3.00	1.45	10.01	2.657	Superkritis	14188.37	14289.37	4.23	14285.14	-101.00	0.28532	0.00202	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
3.50	1.37	10.56	2.878	Superkritis	13450.63	13551.63	4.23	13547.40	-101.00	0.24318	0.00181	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
4.00	1.31	11.07	3.090	Superkritis	12829.36	12930.36	4.23	12926.13	-101.00	0.21109	0.00165	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
4.50	1.25	11.55	3.293	Superkritis	12294.91	12395.91	4.23	12391.68	-101.00	0.18585	0.00151	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
5.00	1.21	12.00	3.490	Superkritis	11827.65	11928.65	4.23	11924.42	-101.00	0.16551	0.00140	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
5.50	1.16	12.44	3.682	Superkritis	11413.84	11514.84	4.23	11510.61	-101.00	0.14878	0.00131	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
6.00	1.13	12.86	3.869	Superkritis	11043.55	11144.55	4.23	11140.32	-101.00	0.13480	0.00122	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
6.50	1.09	13.26	4.051	Superkritis	10709.29	10810.29	4.23	10806.06	-101.00	0.12296	0.00115	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
7.00	1.06	13.64	4.230	Superkritis	10405.36	10506.36	4.23	10502.13	-101.00	0.11282	0.00108	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
7.50	1.03	14.02	4.405	Superkritis	10127.24	10228.24	4.23	10224.01	-101.00	0.10404	0.00103	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
8.00	1.01	14.38	4.578	Superkritis	9871.36	9972.36	4.23	9968.13	-101.00	0.09637	0.00098	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
8.50	0.98	14.74	4.747	Superkritis	9634.80	9735.80	4.23	9731.57	-101.00	0.08963	0.00093	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
9.00	0.96	15.08	4.915	Superkritis	9415.17	9516.17	4.23	9511.94	-101.00	0.08366	0.00089	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
9.50	0.94	15.41	5.079	Superkritis	9210.48	9311.48	4.23	9307.25	-101.00	0.07834	0.00085	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
10.00	0.92	15.74	5.242	Superkritis	9019.07	9120.07	4.23	9115.84	-101.00	0.07357	0.00082	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
10.50	0.90	16.06	5.402	Superkritis	8839.53	8940.53	4.23	8936.30	-101.00	0.06928	0.00078	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
11.00	0.88	16.37	5.561	Superkritis	8670.64	8771.64	4.23	8767.41	-101.00	0.06540	0.00075	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
11.50	0.87	16.68	5.718	Superkritis	8511.38	8612.38	4.23	8608.15	-101.00	0.06187	0.00073	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
12.00	0.85	16.98	5.873	Superkritis	8360.83	8461.83	4.23	8457.60	-101.00	0.05866	0.00070	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
12.50	0.84	17.28	6.026	Superkritis	8218.21	8319.21	4.23	8314.98	-101.00	0.05572	0.00068	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
13.00	0.82	17.57	6.178	Superkritis	8082.85	8183.85	4.23	8179.62	-101.00	0.05302	0.00065	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
13.50	0.81	17.85	6.329	Superkritis	7954.12	8055.12	4.23	8050.89	-101.00	0.05054	0.00063	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
14.00	0.80	18.13	6.478	Superkritis	7831.50	7932.50	4.23	7928.27	-101.00	0.04824	0.00061	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
14.50	0.79	18.40	6.626	Superkritis	7714.51	7815.51	4.23	7811.28	-101.00	0.04612	0.00060	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
15.00	0.77	18.67	6.773	Superkritis	7602.73	7703.73	4.23	7699.50	-101.00	0.04416	0.00058	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
15.05	0.77	18.70	6.787	Superkritis	7591.82	7692.82	4.23	7688.59	-101.00	0.04397	0.00058	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi

Sumber : Hasil Perhitungan

Keterangan :

[1] : Beda Tinggi

[2] : Tinggi Muka Air

[3] : Kecepatan Aliran

[4] : Bilangan Froude $\{Fr = V/(9,81 \cdot h)^{0.5}\}$

[5] : Kondisi aliran berdasarkan Fr

[6] : Tekanan $\{P = \rho \cdot g \cdot h\}$ [7] : $[6] + Pa \{Pa = 101\}$

[8] : Tekanan Uap

[9] : $[7] - [8]$ [10] : $[6] - [7]$

[11] : Indeks kavitasi

[12] : Koefisien kavitasi

[13] : Potensi Kavitasi $\{ \text{Potensi timbulnya kavitasi apabila kecepatan} \geq 20 \text{ m/dt} \}$ [14] : $\sigma > \sigma_l$: tidak terjadi kavitasi, $\sigma \leq \sigma_l$: terjadi kavitasi

Tabel 4.40
Perhitungan Kavitasi Pada Pelimpah Debit Q_{1000th}

Z m	h m	V m/dt	Fr	Kondisi Aliran	P Kpa	Po = Pa + P Kpa	Pv Kpa	Po - Pv Kpa	P - Po Kpa	σ	C _p	Potensi Kavitasi	Kavitasi
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]	[13]	[14]
1.00	3.22	7.07	1.259	Superkritis	31588.20	31689.20	4.23	31684.97	-101.00	1.26661	0.00404	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
1.50	2.68	8.40	1.639	Superkritis	26252.87	26353.87	4.23	26349.64	-101.00	0.74738	0.00286	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
2.00	2.44	9.22	1.886	Superkritis	23909.99	24010.99	4.23	24006.76	-101.00	0.56481	0.00238	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
2.50	2.27	9.91	2.100	Superkritis	22254.04	22355.04	4.23	22350.81	-101.00	0.45554	0.00206	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
3.00	2.14	10.51	2.296	Superkritis	20970.85	21071.85	4.23	21067.62	-101.00	0.38129	0.00183	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
3.50	2.03	11.06	2.479	Superkritis	19925.34	20026.34	4.23	20022.11	-101.00	0.32714	0.00165	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
4.00	1.94	11.57	2.652	Superkritis	19045.59	19146.59	4.23	19142.36	-101.00	0.28576	0.00151	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
4.50	1.86	12.05	2.819	Superkritis	18288.35	18389.35	4.23	18385.12	-101.00	0.25306	0.00139	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
5.00	1.80	12.51	2.979	Superkritis	17625.41	17726.41	4.23	17722.18	-101.00	0.22657	0.00129	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
5.50	1.74	12.94	3.135	Superkritis	17037.31	17138.31	4.23	17134.08	-101.00	0.20468	0.00121	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
6.00	1.68	13.35	3.286	Superkritis	16510.04	16611.04	4.23	16606.81	-101.00	0.18629	0.00113	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
6.50	1.63	13.75	3.434	Superkritis	16033.14	16134.14	4.23	16129.91	-101.00	0.17064	0.00107	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
7.00	1.59	14.13	3.578	Superkritis	15598.63	15699.63	4.23	15695.40	-101.00	0.15717	0.00101	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
7.50	1.55	14.50	3.720	Superkritis	15200.24	15301.24	4.23	15297.01	-101.00	0.14545	0.00096	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
8.00	1.51	14.86	3.859	Superkritis	14832.99	14933.99	4.23	14929.76	-101.00	0.13518	0.00091	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
8.50	1.48	15.21	3.996	Superkritis	14492.83	14593.83	4.23	14589.60	-101.00	0.12611	0.00087	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
9.00	1.45	15.55	4.130	Superkritis	14176.44	14277.44	4.23	14273.21	-101.00	0.11805	0.00084	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
9.50	1.41	15.88	4.263	Superkritis	13881.06	13982.06	4.23	13977.83	-101.00	0.11084	0.00080	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
10.00	1.39	16.20	4.393	Superkritis	13604.38	13705.38	4.23	13701.15	-101.00	0.10436	0.00077	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
10.50	1.36	16.52	4.522	Superkritis	13344.42	13445.42	4.23	13441.19	-101.00	0.09850	0.00074	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
11.00	1.34	16.83	4.650	Superkritis	13099.52	13200.52	4.23	13196.29	-101.00	0.09319	0.00071	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
11.50	1.31	17.13	4.776	Superkritis	12868.22	12969.22	4.23	12964.99	-101.00	0.08835	0.00069	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
12.00	1.29	17.43	4.900	Superkritis	12649.26	12750.26	4.23	12746.03	-101.00	0.08393	0.00067	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
12.50	1.27	17.72	5.023	Superkritis	12441.57	12542.57	4.23	12538.34	-101.00	0.07987	0.00064	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
13.00	1.25	18.00	5.145	Superkritis	12244.17	12345.17	4.23	12340.94	-101.00	0.07614	0.00062	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
13.50	1.23	18.29	5.266	Superkritis	12056.21	12157.21	4.23	12152.98	-101.00	0.07270	0.00060	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
14.00	1.21	18.56	5.386	Superkritis	11876.96	11977.96	4.23	11973.73	-101.00	0.06951	0.00059	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
14.50	1.19	18.83	5.504	Superkritis	11705.73	11806.73	4.23	11802.50	-101.00	0.06656	0.00057	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
15.00	1.18	19.10	5.622	Superkritis	11541.94	11642.94	4.23	11638.71	-101.00	0.06381	0.00055	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
15.05	1.17	19.13	5.634	Superkritis	11525.95	11626.95	4.23	11622.72	-101.00	0.06354	0.00055	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi

Sumber : Hasil Perhitungan

Keterangan :

[1] : Beda Tinggi

[2] : Tinggi Muka Air

[3] : Kecepatan Aliran

[4] : Bilangan Froude $\{Fr = V/(9,81 \cdot h)^{0.5}\}$

[5] : Kondisi aliran berdasarkan Fr

[6] : Tekanan $\{P = \rho \cdot g \cdot h\}$

[7] : $[6] + Pa \{Pa = 101\}$

[8] : Tekanan Uap

[9] : $[7] - [8]$

[10] : $[6] - [7]$

[11] : Indeks kavitasi

[12] : Koefisien kavitasi

[13] : Potensi Kavitasi $\{ \text{Potensi timbulnya kavitasi apabila kecepatan} \geq 20 \text{ m/dt} \}$

[14] : $\sigma > \sigma_l$: tidak terjadi kavitasi, $\sigma \leq \sigma_l$: terjadi kavitasi

Tabel 4.41

Perhitungan Kavitasi pada Pelimpah Debit Q_{PMF}

Z	h	V	Fr	Kondisi Aliran	P	Po = Pa + P	Pv	Po - Pv	P - Po	σ	C _p	Potensi Kavitasi	Kavitasi
m	m	m/dt			Kpa	Kpa	Kpa	Kpa	Kpa				
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]	[13]	[14]
1.00	5.07	7.12	1.009	Superkritis	49771.44	49872.44	4.23	49868.21	-101.00	1.96879	0.00399	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
1.50	4.06	8.89	1.408	Superkritis	39847.04	39948.04	4.23	39943.81	-101.00	1.01078	0.00256	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
2.00	3.68	9.82	1.634	Superkritis	36087.10	36188.10	4.23	36183.87	-101.00	0.75099	0.00210	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
2.50	3.43	10.54	1.819	Superkritis	33602.35	33703.35	4.23	33699.12	-101.00	0.60642	0.00182	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
3.00	3.23	11.17	1.983	Superkritis	31721.28	31822.28	4.23	31818.05	-101.00	0.51026	0.00162	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
3.50	3.08	11.73	2.134	Superkritis	30204.00	30305.00	4.23	30300.77	-101.00	0.44055	0.00147	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
4.00	2.95	12.24	2.276	Superkritis	28932.88	29033.88	4.23	29029.65	-101.00	0.38729	0.00135	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
4.50	2.84	12.72	2.412	Superkritis	27840.51	27941.51	4.23	27937.28	-101.00	0.34511	0.00125	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
5.00	2.74	13.18	2.541	Superkritis	26884.26	26985.26	4.23	26981.03	-101.00	0.31079	0.00116	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
5.50	2.65	13.61	2.667	Superkritis	26035.30	26136.30	4.23	26132.07	-101.00	0.28230	0.00109	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
6.00	2.58	14.02	2.788	Superkritis	25273.15	25374.15	4.23	25369.92	-101.00	0.25826	0.00103	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
6.50	2.51	14.41	2.906	Superkritis	24582.74	24683.74	4.23	24679.51	-101.00	0.23769	0.00097	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
7.00	2.44	14.79	3.022	Superkritis	23952.57	24053.57	4.23	24049.34	-101.00	0.21990	0.00092	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
7.50	2.38	15.16	3.135	Superkritis	23373.73	23474.73	4.23	23470.50	-101.00	0.20436	0.00088	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
8.00	2.33	15.51	3.246	Superkritis	22839.13	22940.13	4.23	22935.90	-101.00	0.19067	0.00084	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
8.50	2.28	15.85	3.354	Superkritis	22343.02	22444.02	4.23	22439.79	-101.00	0.17853	0.00080	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
9.00	2.23	16.19	3.461	Superkritis	21880.72	21981.72	4.23	21977.49	-101.00	0.16769	0.00077	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
9.50	2.19	16.52	3.566	Superkritis	21448.33	21549.33	4.23	21545.10	-101.00	0.15796	0.00074	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
10.00	2.15	16.83	3.670	Superkritis	21042.58	21143.58	4.23	21139.35	-101.00	0.14918	0.00071	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
10.50	2.11	17.15	3.772	Superkritis	20660.69	20761.69	4.23	20757.46	-101.00	0.14121	0.00069	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
11.00	2.07	17.45	3.873	Superkritis	20300.30	20401.30	4.23	20397.07	-101.00	0.13396	0.00066	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
11.50	2.03	17.75	3.973	Superkritis	19959.37	20060.37	4.23	20056.14	-101.00	0.12734	0.00064	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
12.00	2.00	18.04	4.071	Superkritis	19636.13	19737.13	4.23	19732.90	-101.00	0.12126	0.00062	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
12.50	1.97	18.33	4.169	Superkritis	19329.02	19430.02	4.23	19425.79	-101.00	0.11567	0.00060	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
13.00	1.94	18.61	4.265	Superkritis	19036.71	19137.71	4.23	19133.48	-101.00	0.11051	0.00058	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
13.50	1.91	18.89	4.360	Superkritis	18757.98	18858.98	4.23	18854.75	-101.00	0.10573	0.00057	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
14.00	1.88	19.16	4.455	Superkritis	18491.77	18592.77	4.23	18588.54	-101.00	0.10130	0.00055	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
14.50	1.86	19.42	4.549	Superkritis	18237.15	18338.15	4.23	18333.92	-101.00	0.09718	0.00054	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
15.00	1.83	19.69	4.641	Superkritis	17993.26	18094.26	4.23	18090.03	-101.00	0.09334	0.00052	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
15.05	1.83	19.71	4.651	Superkritis	17969.44	18070.44	4.23	18066.21	-101.00	0.09297	0.00052	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi

Sumber : Hasil Perhitungan

Keterangan :

[1] : Beda Tinggi

[2] : Tinggi Muka Air

[3] : Kecepatan Aliran

[4] : Bilangan Froude $\{Fr = V/(9,81 \cdot h)^{0.5}\}$

[5] : Kondisi aliran berdasarkan Fr

[6] : Tekanan $\{P = \rho \cdot g \cdot h\}$ [7] : $[6] + Pa \{Pa = 101\}$

[8] : Tekanan Uap

[9] : $[7] - [8]$ [10] : $[6] - [7]$

[11] : Indeks kavitasi

[12] : Koefisien kavitasi

[13] : Potensi Kavitasi $\{ \text{Potensi timbulnya kavitasi apabila kecepatan} \geq 20 \text{ m/dt} \}$ [14] : $\sigma > \sigma_l$: tidak terjadi kavitasi, $\sigma \leq \sigma_l$: terjadi kavitasi

Tabel 4.42
Perhitungan Kavitasi pada Saluran Peluncur

Kala Ulang Th	Section	Jarak m	h m	V m/dt	Fr	Keadaan Aliran	P Kpa	Po = Pa + P Kpa	Pv Kpa	Po - Pv Kpa	P - Po Kpa	σ	C _p	Potensi Kavitasi	Kavitasi
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]	[13]	[14]	[13]	[14]
Q100th	13	0.00	4.404	6.573	1.000	Kritis	43201.81	43302.81	4.23	43298.58	-101.00	2.004	0.00468	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
	14	9.00	2.850	10.156	1.921	Superkritis	27959.82	28060.82	4.23	28056.59	-101.00	0.544	0.00196	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
	15	21.00	2.486	11.644	2.358	Superkritis	24387.04	24488.04	4.23	24483.81	-101.00	0.361	0.00149	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
	16	33.00	2.206	13.121	2.820	Superkritis	21641.54	21742.54	4.23	21738.31	-101.00	0.253	0.00117	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
	17	56.10	1.960	14.768	3.368	Superkritis	19228.12	19329.12	4.23	19324.89	-101.00	0.177	0.00093	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
	18	80.10	1.747	16.566	4.001	Superkritis	17141.05	17242.05	4.23	17237.82	-101.00	0.126	0.00074	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
	19	104.10	1.593	18.172	4.597	Superkritis	15626.37	15727.37	4.23	15723.14	-101.00	0.095	0.00061	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
	20	122.10	1.488	19.449	5.090	Superkritis	14600.22	14701.22	4.23	14696.99	-101.00	0.078	0.00053	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
	21	137.10	1.442	20.073	5.337	Superkritis	14146.00	14247.00	4.23	14242.77	-101.00	0.071	0.00050	Ada Potensi	Tidak Terjadi Kavitasi
	22	149.10	1.402	20.642	5.566	Superkritis	13756.04	13857.04	4.23	13852.81	-101.00	0.065	0.00047	Ada Potensi	Tidak Terjadi Kavitasi
	23	163.40	1.366	21.187	5.787	Superkritis	13402.57	13503.57	4.23	13499.34	-101.00	0.060	0.00045	Ada Potensi	Tidak Terjadi Kavitasi
Q1000th	13	0.00	5.905	7.611	1.000	Kritis	57928.39	58029.39	4.23	58025.16	-101.00	2.003	0.00349	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
	14	9.00	4.037	11.132	1.769	Superkritis	39605.35	39706.35	4.23	39702.12	-101.00	0.641	0.00163	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
	15	21.00	3.576	12.569	2.122	Superkritis	35077.51	35178.51	4.23	35174.28	-101.00	0.445	0.00128	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
	16	33.00	3.211	13.998	2.494	Superkritis	31497.02	31598.02	4.23	31593.79	-101.00	0.322	0.00103	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
	17	56.10	2.890	15.552	2.921	Superkritis	28350.52	28451.52	4.23	28447.29	-101.00	0.235	0.00084	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
	18	80.10	2.603	17.269	3.418	Superkritis	25530.86	25631.86	4.23	25627.63	-101.00	0.172	0.00068	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
	19	104.10	2.391	18.799	3.882	Superkritis	23453.66	23554.66	4.23	23550.43	-101.00	0.133	0.00057	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
	20	122.10	2.241	20.058	4.278	Superkritis	21981.47	22082.47	4.23	22078.24	-101.00	0.110	0.00050	Ada Potensi	Tidak Terjadi Kavitasi
	21	137.10	2.174	20.675	4.477	Superkritis	21325.28	21426.28	4.23	21422.05	-101.00	0.100	0.00047	Ada Potensi	Tidak Terjadi Kavitasi
	22	149.10	2.115	21.251	4.665	Superkritis	20747.40	20848.40	4.23	20844.17	-101.00	0.092	0.00045	Ada Potensi	Tidak Terjadi Kavitasi
	23	163.40	2.066	21.752	4.831	Superkritis	20269.72	20370.72	4.23	20366.49	-101.00	0.086	0.00043	Ada Potensi	Tidak Terjadi Kavitasi
QPMF	13	0.00	8.101	8.915	1.000	Kritis	79473.76	79574.76	4.23	79570.53	-101.00	2.002	0.00254	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
	14	9.00	5.834	12.379	1.636	Superkritis	57234.48	57335.48	4.23	57331.25	-101.00	0.748	0.00132	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
	15	21.00	5.245	13.770	1.920	Superkritis	51453.91	51554.91	4.23	51550.68	-101.00	0.544	0.00107	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
	16	33.00	4.766	15.153	2.216	Superkritis	46757.37	46858.37	4.23	46854.14	-101.00	0.408	0.00088	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
	17	56.10	4.343	16.630	2.548	Superkritis	42602.82	42703.82	4.23	42699.59	-101.00	0.309	0.00073	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
	18	80.10	3.951	18.279	2.936	Superkritis	38760.67	38861.67	4.23	38857.44	-101.00	0.233	0.00060	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
	19	104.10	3.658	19.744	3.296	Superkritis	35883.19	35984.19	4.23	35979.96	-101.00	0.185	0.00052	Tidak Ada	Tidak Terjadi Kavitasi
	20	122.10	3.443	20.978	3.610	Superkritis	33773.86	33874.86	4.23	33870.63	-101.00	0.154	0.00046	Ada Potensi	Tidak Terjadi Kavitasi
	21	137.10	3.346	21.583	3.767	Superkritis	32826.80	32927.80	4.23	32923.57	-101.00	0.141	0.00043	Ada Potensi	Tidak Terjadi Kavitasi
	22	149.10	3.260	22.156	3.918	Superkritis	31978.27	32079.27	4.23	32075.04	-101.00	0.131	0.00041	Ada Potensi	Tidak Terjadi Kavitasi
	23	163.40	3.192	22.625	4.043	Superkritis	31315.23	31416.23	4.23	31412.00	-101.00	0.123	0.00039	Ada Potensi	Tidak Terjadi Kavitasi

Sumber : Hasil Perhitungan

[1] : Kala Ulang

[2] : Section

[3] : Jarak Section

[4] : Beda Tinggi

[5] : Kecepatan Aliran

[6] : Bilangan Froude $\{Fr = V/(9,81 \cdot h)^{0.5}\}$

[7] : Kondisi aliran berdasarkan Fr

[8] : Tekanan $\{P = \rho \cdot g \cdot h\}$

[9] : $[6] + Pa \{Pa = 101\}$

[10] : Tekanan Uap

[11] : $[9] - [10]$

[12] : $[8] - [9]$

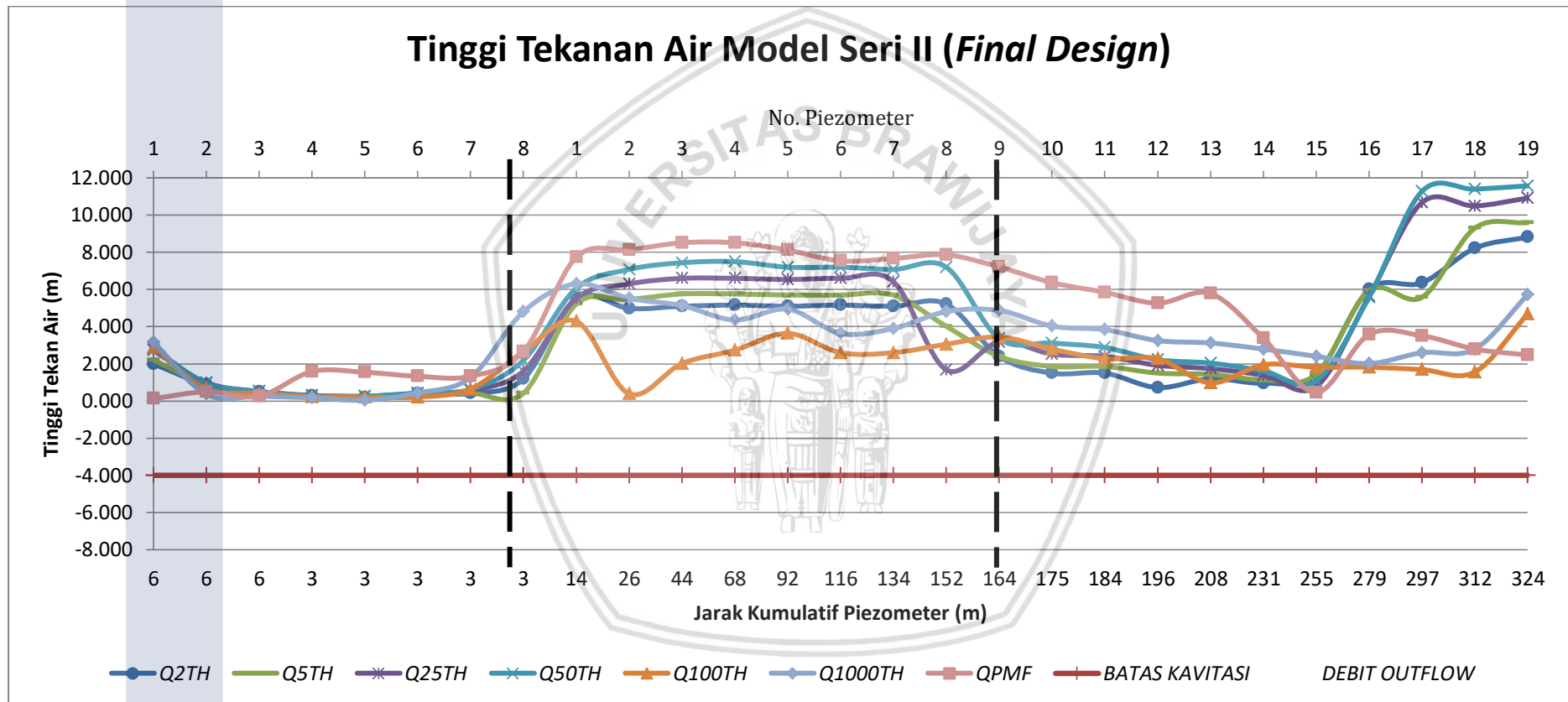
[13] : Indeks kavitasi

[15] : Potensi Kavitasi

[16] : $\sigma > \sigma_l$: tidak terjadi kavitasi, $\sigma \leq \sigma_l$: terjadi kavitasi

[14] : Koefisien kavitasi

Pendekatan perhitungan untuk mengetahui terjadinya kavitasi pada saluran dan pelimpah, selain dapat diketahui dengan perhitungan indeks kavitasi dan kecepatan, dapat diketahui dengan mengamati tekanan pada saluran. Jika tekanan yang pada saluran dan pelimpah -4 m (untuk konstruksi beton), maka akan terjadi kavitasi. Berikut hasil pengamatan pada model test (tabel 4.36).



Gambar 4.22 Hasil pengukuran tinggi tekanan air model seri II (final design)
Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.43
Hasil Pengukuran Tekanan Air pada Model Final Model

Zona	No. Piezometer	Jarak Piezometer (m)	Jarak Kumulatif Piezometer (m)	Q2th 529,18 m ³ /dt	Q5th 698,43 m ³ /dt	Q25th 950,39 m ³ /dt	Q50th 1054,34 m ³ /dt	Q100th 1157,83 m ³ /dt	Q1000th 1797,75 m ³ /dt	QPMF 2888,87 m ³ /dt	Keterangan
Tekanan air rata-rata (meter)											
Pelimpah	1	6.000	6.000	2.000	2.198	2.724	2.831	2.874	3.175	0.129	Aman kavitasi
	2	6.000	6.000	0.891	0.891	0.987	0.965	0.665	0.365	0.493	Aman kavitasi
	3	6.000	6.000	0.495	0.436	0.515	0.515	0.408	0.253	0.257	Aman kavitasi
	4	3.000	3.000	0.277	0.257	0.300	0.279	0.236	0.172	1.587	Aman kavitasi
	5	3.000	3.000	0.178	0.158	0.257	0.257	0.215	0.043	1.544	Aman kavitasi
	6	3.000	3.000	0.396	0.277	0.408	0.429	0.215	0.429	1.330	Aman kavitasi
	7	3.000	3.000	0.416	0.416	0.579	0.622	0.644	1.266	1.330	Aman kavitasi
	8	3.000	3.000	1.188	0.416	1.609	2.188	2.638	4.805	2.660	Aman kavitasi
Saluran Transisi	1	13.800	13.800	5.520	5.220	5.520	6.060	4.290	6.305	7.735	Aman kavitasi
	2	12.000	25.800	4.980	5.460	6.300	7.080	0.390	5.525	8.125	Aman kavitasi
	3	18.000	43.800	5.100	5.760	6.600	7.440	2.015	5.135	8.515	Aman kavitasi
	4	24.000	67.800	5.160	5.760	6.600	7.500	2.730	4.355	8.515	Aman kavitasi
	5	24.000	91.800	5.100	5.700	6.540	7.200	3.640	4.940	8.125	Aman kavitasi
	6	24.000	115.800	5.160	5.700	6.600	7.200	2.600	3.640	7.540	Aman kavitasi
	7	18.000	133.800	5.100	5.700	6.420	7.080	2.600	3.900	7.670	Aman kavitasi
	8	18.000	151.800	5.220	4.020	1.680	7.200	3.055	4.810	7.865	Aman kavitasi
	9	12.000	163.800	2.400	2.400	3.180	3.360	3.445	4.875	7.215	Aman kavitasi
Saluran Peluncur	10	11.400	175.200	1.500	1.860	2.520	3.120	2.795	4.030	6.370	Aman kavitasi
	11	9.000	184.200	1.500	1.860	2.400	2.880	2.275	3.835	5.850	Aman kavitasi
	12	12.000	196.200	0.720	1.500	1.920	2.220	2.275	3.250	5.265	Aman kavitasi
	13	12.000	208.200	1.200	1.440	1.740	2.040	0.975	3.120	5.785	Aman kavitasi
	14	23.100	231.300	0.960	1.140	1.380	1.620	1.950	2.795	3.380	Aman kavitasi
	15	24.000	255.300	1.440	1.440	0.780	1.080	1.820	2.405	0.455	Aman kavitasi
	16	24.000	279.300	6.000	5.940	5.640	5.580	1.820	2.015	3.575	Aman kavitasi
	17	18.000	297.300	6.360	5.580	10.680	11.280	1.690	2.600	3.510	Aman kavitasi
	18	15.000	312.300	8.220	9.300	10.500	11.400	1.560	2.795	2.795	Aman kavitasi
	19	12.000	324.300	8.820	9.600	10.920	11.580	4.680	5.720	2.470	Aman kavitasi

Sumber : Hasil Pengamatan dan Pengolahan Data Uji Model

4.16. Perbandingan Profil Muka Air Pendekatan Model dan Perhitungan

Setelah menghitung profil muka air yang telah dilakukan pada sub bab sebelumnya, maka langkah selanjutnya yaitu membandingkan profil muka air yang dihitung menggunakan perhitungan dengan pendekatan uji model fisik. Berikut merupakan perbandingan profil muka air. Berikut perbandingan profil muka air yang disajikan pada tabel 4.37 sampai dengan 4.40.

Tabel 4.44

Perbandingan Profil Muka air pada Pelimpah

Kala Ulang	No Section	Elevasi Dasar Saluran	Elevasi Muka Air		Tinggi Muka Air (m)		Kecepatan (m/dt)		Perbedaan (h)		Perbedaan (V)	
			Model	Perhitungan	Model	Perhitungan	Model	Perhitungan	Δh	%	ΔV	%
Q100TH	0	245.000	247.760	248.550	2.800	3.550	6.407	4.077	0.750	26.8%	2.331	36.37%
	1	243.870	245.660	245.863	1.830	1.993	9.125	7.260	0.163	8.9%	1.865	20.43%
	2	241.160	243.080	242.487	1.940	1.327	10.964	10.907	0.613	31.6%	0.057	0.52%
Q1000TH	0	245.000	248.720	249.770	3.720	4.770	6.661	4.711	1.050	28.2%	1.950	29.28%
	1	243.870	247.460	246.827	3.470	2.957	9.309	7.599	0.513	14.8%	1.711	18.38%
	2	241.160	244.040	243.129	2.960	1.969	11.614	11.415	0.991	33.5%	0.199	1.71%
QPMF	0	245.000	249.560	251.590	4.520	6.590	8.143	5.480	2.070	45.8%	2.664	32.71%
	1	243.870	248.660	248.530	4.790	4.660	9.839	7.749	0.130	2.7%	2.090	21.24%
	2	241.160	246.620	244.149	5.460	2.989	11.791	12.083	2.471	45.3%	0.292	2.48%

Sumber : Hasil Perhitungan



Halaman ini Sengaja Dikosongkan

Tabel 4.45
Perbandingan Profil Muka air pada Saluran Transisi

Kala Ulang	No Section	Jarak Section m	Elevasi Dasar Saluran	Elevasi Muka Air		Tinggi Muka Air (m)		Kecepatan (m/dt)		Perbedaan (h)		Perbedaan (V)	
				Model	Perhitungan	Model	Perhitungan	Model	Perhitungan	Δh	%	ΔV	%
Q100th	12	11.20	232.786	239.640	239.507	6.854	6.721	6.402	6.10	0.133	2.0%	0.300	4.7%
	11	12.00	232.786	240.200	240.914	7.414	8.074	4.426	4.13	0.660	8.2%	0.300	6.8%
	10	18.00	232.786	240.180	241.052	7.394	8.047	4.563	4.26	0.653	8.1%	0.300	6.6%
	9	18.00	232.786	240.440	241.183	7.654	8.133	4.442	4.14	0.479	5.9%	0.300	6.8%
	8	24.00	232.786	240.400	241.294	7.614	8.181	3.832	4.10	0.567	6.9%	0.268	7.0%
	7	24.00	232.786	240.460	241.377	7.674	8.214	4.240	4.04	0.540	6.6%	0.200	4.7%
	6	24.00	232.786	240.480	241.322	7.694	8.221	3.824	4.02	0.527	6.4%	0.200	5.2%
	5	18.00	232.786	240.500	241.289	7.714	8.232	4.630	4.01	0.518	6.3%	0.620	13.4%
	4	12.00	232.786	240.660	241.328	7.874	8.235	4.466	4.01	0.361	4.4%	0.456	10.2%
Q1000th	12	11.20	232.786	241.200	242.581	8.414	9.795	6.913	5.68	1.381	14.1%	1.238	17.9%
	11	12.00	232.786	242.060	242.642	9.274	9.856	5.090	5.49	0.582	5.9%	0.398	7.8%
	10	18.00	232.786	241.980	242.787	9.194	10.001	5.096	5.06	0.807	8.1%	0.038	0.7%
	9	18.00	232.786	242.280	242.941	9.494	10.155	4.990	4.61	0.661	6.5%	0.377	7.6%
	8	24.00	232.786	242.440	243.069	9.654	10.283	4.384	4.26	0.629	6.1%	0.128	2.9%
	7	24.00	232.786	242.600	243.129	9.814	10.343	4.545	4.05	0.529	5.1%	0.498	11.0%
	6	24.00	232.786	242.540	243.127	9.754	10.341	4.395	4.05	0.587	5.7%	0.347	7.9%
	5	18.00	232.786	242.620	243.131	9.834	10.345	5.014	4.05	0.511	4.9%	0.969	19.3%
	4	12.00	232.786	243.160	243.134	10.374	10.348	4.944	4.04	0.026	0.3%	0.901	18.2%
QPMF	12	11.20	232.786	243.620	245.233	10.834	12.447	8.550	7.14	1.613	13.0%	1.415	16.5%
	11	12.00	232.786	243.320	245.336	10.534	12.550	6.682	6.85	2.016	16.1%	0.170	2.5%
	10	18.00	232.786	243.980	245.576	11.194	12.790	6.497	6.25	1.596	12.5%	0.249	3.8%
	9	18.00	232.786	244.340	245.827	11.554	13.041	6.551	5.66	1.487	11.4%	0.891	13.6%
	8	24.00	232.786	244.520	246.028	11.734	13.242	6.131	5.20	1.508	11.4%	0.928	15.1%
	7	24.00	232.786	244.760	246.121	11.974	13.335	6.063	4.94	1.361	10.2%	1.122	18.5%
	6	24.00	232.786	244.860	246.117	12.074	13.331	6.013	4.94	1.257	9.4%	1.070	17.8%
	5	18.00	232.786	245.160	246.122	12.374	13.336	6.231	4.94	0.962	7.2%	1.291	20.7%
	4	12.00	232.786	245.600	246.125	12.814	13.339	6.199	4.94	0.525	3.9%	1.261	20.3%

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.46
Perbandingan Profil Muka air pada Kolam Olak

Kala Ulang	Tinggi Muka Air Setelah Lompatan		Kecepatan (m/dt)		Perbedaan (h)		Perbedaan (V)	
	Model	Perhitungan	Model	Perhitungan	Δh	%	ΔV	%
Q100TH	3.240	3.506462572	6.945	5.560	0.266	8.2%	1.385	19.94%
Q1000TH	4.460	4.374073414	8.277	10.275	0.086	1.9%	1.998	24.14%
QPMF	6.460	5.575115322	9.822	12.954	0.885	13.7%	3.132	31.88%

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.46

Perbandingan Profil Muka air pada Saluran Samping

Kala Ulang	No Section	Jarak Section m	Elevasi Dasar Saluran	Elevasi Muka Air		Tinggi Muka Air (m)		Kecepatan (m/dt)		Perbedaan (h)		Perbedaan (V)	
				Model	Perhitungan	Model	Perhitungan	Model	Perhitungan	Δh	%	ΔV	%
Q100th	3	10	229.630	241.180	241.292	11.55	11.662	3.046	1.665	0.112	1.0%	1.381	45.4%
	2	30	230.010	241.180	241.416	11.17	11.406	3.416	1.092	0.236	2.1%	2.324	68.0%
	1	30	230.390	241.140	241.459	10.75	11.069	2.939	0.321	0.319	3.0%	2.618	89.1%
Q1000th	3	10	229.630	243.480	243.477	13.85	13.847	5.077	2.146	0.003	0.0%	2.931	57.7%
	2	30	230.010	243.820	243.704	13.81	13.694	3.719	1.389	0.116	0.8%	2.331	62.7%
	1	30	230.390	243.980	243.782	13.59	13.392	3.412	0.404	0.198	1.5%	3.008	88.2%
QPMF	3	10	229.630	245.860	246.614	16.23	16.984	6.052	2.754	0.754	4.6%	3.298	54.5%
	2	30	230.010	246.480	246.987	16.47	16.977	5.516	1.757	0.507	3.1%	3.759	68.1%
	1	30	230.390	246.490	247.111	16.1	16.721	4.375	0.506	0.621	3.9%	3.870	88.4%

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.47

Perbandingan Profil Muka air pada Saluran Peluncur

Kala Ulang	No Section	Jarak Section m	Elevasi Dasar Saluran	Elevasi Muka Air		Tinggi Muka Air (m)		Kecepatan (m/dt)		Perbedaan (h)		Perbedaan (V)	
				Model	Perhitungan	Model	Perhitungan	Model	Perhitungan	Δh	%	ΔV	%
Q100th	13	11.40	233.360	236.640	237.339	3.280	3.979	8.743	6.573	0.699	21.3%	2.170	33.0%
	14	9.00	233.302	234.620	236.152	1.318	1.593	10.859	10.156	0.275	20.9%	0.703	6.9%
	15	12.00	227.120	231.860	234.556	4.740	3.718	12.563	11.644	1.022	21.6%	0.919	7.9%
	16	12.00	224.780	229.220	232.737	4.440	3.979	14.759	13.121	0.461	10.4%	1.638	12.5%
	17	23.10	222.260	226.700	230.644	4.440	4.192	14.726	14.768	0.248	5.6%	0.042	0.3%
	18	24.00	220.160	223.980	227.968	3.820	3.904	12.485	16.566	0.084	2.2%	4.081	24.6%
	19	24.00	218.000	226.940	225.350	8.940	7.350	12.430	18.172	1.590	17.8%	5.742	31.6%
Q1000th	13	11.40	233.360	238.420	240.675	5.060	5.905	9.105	7.611	0.845	14.3%	1.494	19.6%
	14	9.00	229.520	235.960	237.339	6.440	7.819	11.679	11.132	1.379	17.6%	0.547	4.9%
	15	12.00	227.120	232.960	235.646	5.840	4.263	13.945	12.569	1.577	37.0%	1.376	10.9%
	16	12.00	224.780	230.260	233.742	5.480	4.481	15.457	13.998	0.999	22.3%	1.459	10.4%
	17	23.10	222.260	227.680	231.574	5.420	4.657	16.666	15.552	0.763	16.4%	1.114	7.2%
	18	24.00	220.160	224.900	228.823	4.740	4.332	18.053	17.269	0.408	9.4%	0.784	4.5%
	19	24.00	218.000	227.520	226.148	9.520	8.148	13.795	18.799	1.372	14.4%	5.004	26.6%
QPMF	13	11.40	233.360	240.080	242.871	6.720	9.511	9.745	8.915	2.791	29.3%	0.830	9.3%
	14	9.00	229.520	237.680	239.136	8.160	9.616	12.833	12.379	1.456	15.1%	0.454	3.7%
	15	12.00	227.120	234.680	237.315	7.560	10.195	14.925	13.770	2.635	25.8%	1.156	8.4%
	16	12.00	224.780	231.860	235.297	7.080	10.517	16.265	15.153	3.437	32.7%	1.113	7.3%
	17	23.10	222.260	228.860	233.026	6.600	10.766	17.837	16.630	4.166	38.7%	1.207	7.3%
	18	24.00	220.160	225.920	230.172	5.760	10.012	19.129	18.279	4.252	42.5%	0.850	4.7%
	19	24.00	218.000	223.940	227.415	5.940	9.415	14.765	19.744	3.475	36.9%	4.979	25.2%

Sumber : Perhitungan



Halaman ini sengaja dikosongkan

4.17. Gerusan Lokal

Untuk mengetahui seberapa jauh fungsi peredam energi maka dilakukan pengamatan dan pengukuran gerusan. Tabel 4.37 berikut menyajikan pola gerusan yang terjadi pada sungai bagian hilir model Seri II (*Final Design*).

Tabel 4.48





Dokumentasi Pola Gerusan pada Sungai Bagian Hilir Model Seri II (*Final Design*)

Debit Outflow	Dokumentasi	Elevasi Dasar	Elevasi Gerusan Terdalam	Kedalaman Gerusan Terdalam
$Q_{2th} = 529,180 \text{ m}^3/\text{dt}$		+224,000	+223,280	0,720 m
		+224,000	+222,620	1,380 m
		+224,000	+222,860	1,140 m

Sumber: Dokumentasi

Tabel 4.48

Dokumentasi Pola Gerusan pada Sungai Bagian Hilir Model Seri II (*Final Design*)

Debit Outflow	Dokumentasi	Elevasi Dasar	Elevasi Gerusan Terdalam	Kedalaman Gerusan Terdalam
$Q_{2th} = 529,180 \text{ m}^3/\text{dt}$		+224,000	+220,940	3,060 m
		+224,000	+220,880	3,120 m
$Q_{5th} = 698,430 \text{ m}^3/\text{dt}$		+224,000	+223,100	0,900 m
		+224,000	+222,620	1,380 m

Sumber: Dokumentasi





Tabel 4.48

Dokumentasi Pola Gerusan pada Sungai Bagian Hilir Model Seri II (*Final Design*)

Debit Outflow	Dokumentasi	Elevasi Dasar	Elevasi Gerusan Terdalam	Kedalaman Gerusan Terdalam
$Q_{5th} = 698,430 \text{ m}^3/\text{dt}$		+224,000	+220,940	3,060 m
		+224,000	+222,560	1,440 m
$Q_{25th} = 950,390 \text{ m}^3/\text{dt}$		+224,000	+222,440	1,560 m
		+224,000	+222,680	1,320 m





Sumber: Dokumentasi

Tabel 4.48
Dokumentasi Pola Gerusan pada Sungai Bagian Hilir Model Seri II (*Final Design*)

Debit Outflow	Dokumentasi	Elevasi Dasar	Elevasi Gerusan Terdalam	Kedalaman Gerusan Terdalam
$Q_{25th} = 950,390 \text{ m}^3/\text{dt}$		+224,000	+220,160	3,840 m
		+224,000	+220,640	3,360 m
$Q_{50th} = 1054,340 \text{ m}^3/\text{dt}$		+224,000	+222,140	1,860 m
		+224,000	+222,080	1,920 m

Sumber: Dokumentasi

Tabel 4.48
Dokumentasi Pola Gerusan pada Sungai Bagian Hilir Model Seri II (*Final Design*)

Debit Outflow	Dokumentasi	Elevasi Dasar	Elevasi Gerusan Terdalam	Kedalaman Gerusan Terdalam
$Q_{50th} = 1054,340 \text{ m}^3/\text{dt}$		+224,000	+221,120	2,880 m
		+224,000	+221,900	2,910 m
$Q_{100th} = 1157,830 \text{ m}^3/\text{dt}$		+224,000	+218,240	5,760 m
		+224,000	+221,480	2,520 m

Sumber: Dokumentasi

Tabel 4.48
Dokumentasi Pola Gerusan pada Sungai Bagian Hilir Model Seri II (*Final Design*)

Debit Outflow	Dokumentasi	Elevasi Dasar	Elevasi Gerusan Terdalam	Kedalaman Gerusan Terdalam
$Q_{100th} = 1157,830 \text{ m}^3/\text{dt}$		+224,000	+222,500	1,500 m
		+224,000	+217,580	6,420 m
$Q_{1000th} = 1797,750 \text{ m}^3/\text{dt}$		+224,000	+220,160	3,840 m
		+224,000	+222,020	1,980 m

Sumber: Dokumentasi



Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB V PENUTUP

5.1. Kesimpulan

Berdasarkan hasil analisis perhitungan dan pengujian model fisik bendungan pasuruhan dengan skala 1:60 yang dilakukan pada bab sebelumnya (Bab IV) untuk menjawab rumusan masalah, dapat disimpulkan hasil analisis tersebut sebagai berikut:

1. Kondisi Hidrolika yang dilakukan dengan metode perhitungan dan pendekatan model test fisik bendungan Pasuruhan dengan skala 1:60 sebagai berikut :

- Saluran Pengarah

Kondisi pada saluran pengarah pada pengujian model sesuai dengan kriteria hidraulika, yaitu kecepatan pada saluran pengarah hulu kurang dari 0,4 m/dt, nilai Froude pada aliran kurang dari 0,4, dan perbandingan tinggi pelimpah dengan tinggi muka air yang melimpas pada pelimpah sesuai ($P \geq H/5$). Perubahan yang terjadi pada saluran pengarah yaitu pada sisi saluran dengan menambahkan kelengkungan agar aliran cukup tenang.

- Pelimpah

Elevasi puncak pelimpah yaitu +245,00 dengan lebar 80 m, dan tinggi mercu 15,50 m. Pada pelimpah, baik pendekatan perhitungan (numerik) maupun model test tidak terjadi kavitasi. Tetapi untuk pendekatan perhitungan, kecepatan pada hulu pelimpah mendekati 20 m/dt, dimana pada kecepatan tersebut dapan berpotensi terjadinya kavitasi. Dari tinggi air hasil pendekatan perhitungan dan uji model fisik, tidak terjadi *overtopping*. Elevasi muka air paling tinggi (pada saat kondisi QPMF) yaitu +250.460 m untuk pendekatan uji model, dan +251.59 m untuk pendekatan perhitungan dengan elevasi puncak tubuh bendungan yaitu +252,50 m. Untuk pendekatan uji model perbedaan tinggi air saat QPMF dengan puncak tubuh bendung yaitu 2,04 m dibawah puncak tubuh bendungan dan perbedaan dengan metode perhitungan yaitu 0,91 m dibawah puncak tubuh bendungan. Perbedaan tersebut masih dapat ditoleransi (batas toleransi *freeboard* tidak boleh kurang dari 0,75m).

- Saluran Samping

Perubahan yang dilakukan dari seri *original design* pada seri *final design*, yaitu perubahan pada elevasi hulu dan hilir saluran, dimana elevasi hulu yang semula +236,234, diubah menjadi + 230,500. Dan pada elevasi hilir saluran yang pada saluran samping pada seri *original design* yaitu +232,786 sama dengan elevasi saluran samping, terjadi perubahan menjadi +229,500 dengan elevasi saluran transisi tetap, sehingga hilir saluran samping berada 3,286 m dibawah saluran transisi untuk meredam aliran yang telah melewati pelimpah.

Pada profil muka air dengan pendekatan perhitungan dan uji model, tidak terdapat aliran balik (*Back water*) pada debit Q_{PMF} dengan elevasi muka air tertinggi +247,110 m dengan pendekatan perhitungan, dan +245,490 m pada uji model.

- Saluran Transisi

Perubahan pada saluran transisi yang dilakukan yaitu dibuat penyempitan, yang pada seri *original design* saluran transisi berbentuk lurus. Pada saluran transisi seri *final design* terdapat 3 bagian saluran, bagian pertama yaitu bagian saluran sebelum terjadinya penyempitan dengan lebar penampang saluran 50 m dan panjang saluran yaitu 40 m. Bagian selanjutnya yaitu penyempitan saluran, penyempitan dibuat sepanjang 90 m dengan penyempitan sebesar 3° , penyempitan yang dilakukan yaitu dari lebar hulu sebesar 50 m dan pada hilir 40 m. Penyempitan ini dibuat untuk menenangkan aliran, agar kondisi aliran subkritis, kondisi saluran samping tidak terjadi saluran silang karena telah dibuat penyempitan. Dan bagian hilir saluran dibuat bangunan kontrol (*end sill*) untuk membantu menenangkan aliran, bagian ini memiliki panjang 35 m dengan lebar penampang 40 m. Tidak terjadi tekanan negatif, dimana tekanan negatif dapat menimbulkan kavitasi.

- Saluran Peluncur

Kondisi aliran pada saluran peluncur baik pendekatan perhitungan maupun uji model yaitu Superkritis. Dan tidak terjadi potensi baik pendekatan model maupun perhiungan. Tekanan hasil pengujian model fisik positif.

perubahan dari seri *original design* yaitu pada lebar saluran, dari 50 m menjadi 40 m. Dengan perubahan kemiringan 0,069 (slope 1 : 14,3) menjadi 0,090 (slope 1

: 11,3), karena pada seri *original design* terdapat *section* yang pada keadaan subkritis pada saluran peluncur, dan terdapat aliran silang.

- Peredam Energi

Peredam Energi yang digunakan pada bendungan Pasuruhan yaitu USBR tipe IV. Perubahan dari seri *original design* yang dilakukan dengan merendahkan kolam olakan dari elevasi +221,40 menjadi +218,00, dan menambahkan panjang kemiringan dari 9,50 m menjadi 17,50 m. Tinggi air maksimum pada pengujian model pada QPMF yaitu 6,460 m dengan elevasi muka air yaitu +229,960 dengan elevasi jagaan +240,000, sehingga masih mampu mengalirkan debit rancangan.

Efektifitas peredam energi untuk mereduksi energi pada akhir saluran peluncur paling tinggi pada debit Q100th yaitu 66%, dan terkecil pada debit QPMF yaitu 33%. Sedangkan untuk pendekatan perhitungan, efektifitas peredaman energi tertinggi terjadi pada saat QPMF yaitu 62% dan terkecil pada saat Q1000th yaitu 48%.

2. Dari hasil analisis, perbedaan profil muka air dengan pendekatan uji model dengan perhitungan terbesar terjadi pada kecepatan pada saluran samping (*side channel spillway*) dan kolam olak/peredam energi, perbedaan yang besar ini terjadi karena keadaan aliran yang turbulen. Perbedaan antara perhitungan dan uji model pada saluran transisi yaitu dengan rerata 7,6 % untuk tinggi muka air dan 10 % untuk perbedaan kecepatan. Sedangkan untuk saluran peluncur, rerata perbedaan tinggi muka air sebesar 20 % dan untuk perbedaan kecepatan sebesar 12%.
3. Gerusan lokal (*Local Scoring*) yang dilakukan pada uji model fisik bendungan pasuruhan dengan mengalirkan debit Q2th, Q5th, Q25th, Q50th, Q100th dan Q1000th. Dengan kedalaman gerusan terbesar terjadi pada setelah kolam olak (saluran pengarah hilir) saat mengalirkan debit Q1000th, dengan kedalaman gerusan sebesar 6,420 m. Upaya pengendalian gerusan agar tidak terlalu besar yaitu dengan ditambahkan Rip-rap. Gerusan yang terjadi setelah ditambahkan Rip-rap, gerusan pada saluran pengarah hilir berkurang menjadi 1,820 m.

5.2. Saran

Perbedaan antara pendekatan metode perhitungan dan uji model terbesar terdapat pada kecepatan aliran. Perbedaan tersebut terjadi karena pada saat pengukuran terlalu tergesa-gesa

(tidak menunggu alat tabung pitot hingga stabil), dan menyebabkan perbedaan cukup tinggi. Oleh karena itu, disarankan pada saat proses pengukuran kecepatan untuk menunggu alat lebih stabil.



BAB V PENUTUP

5.1. Kesimpulan

Berdasarkan hasil analisis perhitungan dan pengujian model fisik bendungan pasuruhan dengan skala 1:60 yang dilakukan pada bab sebelumnya (Bab IV) untuk menjawab rumusan masalah, dapat disimpulkan hasil analisis tersebut sebagai berikut:

1. Kondisi Hidrolika yang dilakukan dengan metode perhitungan dan pendekatan model test fisik bendungan Pasuruhan dengan skala 1:60 sebagai berikut :

- Saluran Pengarah

Kondisi pada saluran pengarah pada pengujian model sesuai dengan kriteria hidrolika, yaitu kecepatan pada saluran pengarah hulu kurang dari 0,4 m/dt, nilai Froude pada aliran kurang dari 0,4, dan perbandingan tinggi pelimpah dengan tinggi muka air yang melimpas pada pelimpah sesuai ($P \geq H/5$). Perubahan yang terjadi pada saluran pengarah yaitu pada sisi saluran dengan menambahkan kelengkungan agar aliran cukup tenang.

- Pelimpah

Elevasi puncak pelimpah yaitu +245,00 dengan lebar 80 m, dan tinggi mercu 15,50 m. Pada pelimpah, baik pendekatan perhitungan (numerik) maupun model test tidak terjadi kavitasi. Tetapi untuk pendekatan perhitungan, kecepatan pada hulu pelimpah mendekati 20 m/dt, dimana pada kecepatan tersebut dapan berpotensi terjadinya kavitasi. Dari tinggi air hasil pendekatan perhitungan dan uji model fisik, tidak terjadi *overtopping*. Elevasi muka air paling tinggi (pada saat kondisi QPMF) yaitu +250.460 m untuk pendekatan uji model, dan +251.59 m untuk pendekatan perhitungan dengan elevasi puncak tubuh bendungan yaitu +252,50 m. Untuk pendekatan uji model perbedaan tinggi air saat QPMF dengan puncak tubuh bendung yaitu 2,04 m dibawah puncak tubuh bendungan dan perbedaan dengan metode perhitungan yaitu 0,91 m dibawah puncak tubuh bendungan. Perbedaan tersebut masih dapat ditoleransi (batas toleransi *freeboard* tidak boleh kurang dari 0,75m).

- Saluran Samping

Perubahan yang dilakukan dari seri *original design* pada seri *final design*, yaitu perubahan pada elevasi hulu dan hilir saluran, dimana elevasi hulu yang semula +236,234, diubah menjadi + 230,500. Dan pada elevasi hilir saluran yang pada saluran samping pada seri *original design* yaitu +232,786 sama dengan elevasi saluran samping, terjadi perubahan menjadi +229,500 dengan elevasi saluran transisi tetap, sehingga hilir saluran samping berada 3,286 m dibawah saluran transisi untuk meredam aliran yang telah melewati pelimpah.

Pada profil muka air dengan pendekatan perhitungan dan uji model, tidak terdapat aliran balik (*Back water*) pada debit Q_{PMF} dengan elevasi muka air tertinggi +247,110 m dengan pendekatan perhitungan, dan +245,490 m pada uji model.

- Saluran Transisi

Perubahan pada saluran transisi yang dilakukan yaitu dibuat penyempitan, yang pada seri *original design* saluran transisi berbentuk lurus. Pada saluran transisi seri *final design* terdapat 3 bagian saluran, bagian pertama yaitu bagian saluran sebelum terjadinya penyempitan dengan lebar penampang saluran 50 m dan panjang saluran yaitu 40 m. Bagian selanjutnya yaitu penyempitan saluran, penyempitan dibuat sepanjang 90 m dengan penyempitan sebesar 3° , penyempitan yang dilakukan yaitu dari lebar hulu sebesar 50 m dan pada hilir 40 m. Penyempitan ini dibuat untuk menenangkan aliran, agar kondisi aliran subkritis, kondisi saluran samping tidak terjadi saluran silang karena telah dibuat penyempitan. Dan bagian hilir saluran dibuat bangunan kontrol (*end sill*) untuk membantu menenangkan aliran, bagian ini memiliki panjang 35 m dengan lebar penampang 40 m. Tidak terjadi tekanan negatif, dimana tekanan negatif dapat menimbulkan kavitasi.

- Saluran Peluncur

Kondisi aliran pada saluran peluncur baik pendekatan perhitungan maupun uji model yaitu Superkritis. Dan tidak terjadi potensi baik pendekatan model maupun perhiungan. Tekanan hasil pengujian model fisik positif.

perubahan dari seri *original design* yaitu pada lebar saluran, dari 50 m menjadi 40 m. Dengan perubahan kemiringan 0,069 (slope 1 : 14,3) menjadi 0,090 (slope 1

: 11,3), karena pada seri *original design* terdapat *section* yang pada keadaan subkritis pada saluran peluncur, dan terdapat aliran silang.

- Peredam Energi

Peredam Energi yang digunakan pada bendungan Pasuruhan yaitu USBR tipe IV. Perubahan dari seri *original design* yang dilakukan dengan merendahkan kolam olakan dari elevasi +221,40 menjadi +218,00, dan menambahkan panjang kemiringan dari 9,50 m menjadi 17,50 m. Tinggi air maksimum pada pengujian model pada QPMF yaitu 6,460 m dengan elevasi muka air yaitu +229,960 dengan elevasi jagaan +240,000, sehingga masih mampu mengalirkan debit rancangan.

Efektifitas peredam energi untuk mereduksi energi pada akhir saluran peluncur paling tinggi pada debit Q100th yaitu 66%, dan terkecil pada debit QPMF yaitu 33%. Sedangkan untuk pendekatan perhitungan, efektifitas peredaman energi tertinggi terjadi pada saat QPMF yaitu 62% dan terkecil pada saat Q1000th yaitu 48%.

2. Dari hasil analisis, perbedaan profil muka air dengan pendekatan uji model dengan perhitungan terbesar terjadi pada kecepatan pada saluran samping (*side channel spillway*) dan kolam olak/peredam energi, perbedaan yang besar ini terjadi karena keadaan aliran yang turbulen. Perbedaan antara perhitungan dan uji model pada saluran transisi yaitu dengan rerata 7,6 % untuk tinggi muka air dan 10 % untuk perbedaan kecepatan. Sedangkan untuk saluran peluncur, rerata perbedaan tinggi muka air sebesar 20 % dan untuk perbedaan kecepatan sebesar 12%.
3. Gerusan lokal (*Local Scoring*) yang dilakukan pada uji model fisik bendungan pasuruhan dengan mengalirkan debit Q2th, Q5th, Q25th, Q50th, Q100th dan Q1000th. Dengan kedalaman gerusan terbesar terjadi pada setelah kolam olak (saluran pengarah hilir) saat mengalirkan debit Q1000th, dengan kedalaman gerusan sebesar 6,420 m. Upaya pengendalian gerusan agar tidak terlalu besar yaitu dengan ditambahkan Rip-rap. Gerusan yang terjadi setelah ditambahkan Rip-rap, gerusan pada saluran pengarah hilir berkurang menjadi 1,820 m.

5.2. Saran

Perbedaan antara pendekatan metode perhitungan dan uji model terbesar terdapat pada kecepatan aliran. Perbedaan tersebut terjadi karena pada saat pengukuran terlalu tergesa-gesa

(tidak menunggu alat tabung pitot hingga stabil), dan menyebabkan perbedaan cukup tinggi. Oleh karena itu, disarankan pada saat proses pengukuran kecepatan untuk menunggu alat lebih stabil.



DAFTAR PUSTAKA

- United States Department of the Interior. 1987. *Design of Small Dams*. Oxford & IBH Publishing CO. New Delhi Bombay Calcutta.
- Direktoral Jendral Sumber Daya Air. 2010. *Standar Perencanaan Irigasi, Kriteria Perencanaan, Bagian Bangunan Pengatur Debit*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Direktoral Jendral Pengairan . 1999. *Panduan Perencanaan Bendungan Urugan Volume IV (Desaim Bangunan Pelengkap)*. Jakarta :Departemen Pekerjaan Umum
- Anonim. 2017. *Laporan Akhir Uji Model Fisik Bendungan Pasuruhan Kabupaten Magelang Propinsi Jawa Tengah*. Malang : Jurusan Pengairan FT UB.
- Chow, Ven Te. 1992. *Hidrolika Saluran Terbuka, terjemahan E.V. Nensi Rosalina*. Jakarta : Erlangga.
- De Vries, M. 1987. *Scalling Model Hydraulic*. Netherland: IHE Published
- Falvey, Henry T. 1990. *Cavitation in Chutes and Spillways*. United States Department of The Interior : Bureau of Reclamation.
- Patty, O.F. 1995. *Tenaga Air*. Surabaya: Erlangga.
- Peterka, A.J. 1984. *Hydraulic Design of Stilling Basins and Energy Dissipators*. United States Department of The Interior : Bureau of Reclamation.
- Raju, K.G.R. 1986. *Aliran Melalui Saluran Terbuka, terjemahan Yan Piter Pangaribuan B.E., M.Eng*. Jakarta : Erlangga.
- Sosrodarsono, Suyono dan Tekeda, Kensaku. 1989. *Bendungan Type Urugan*. Jakarta : Erlangga.
- Triatmodjo, Bambang. 2008. *Hidrolika II*. Yogyakarta : Beta Offset.
- Yuwono, Nur. 1996. *Perencanaan Model Hidraulik*. Yogyakarta: Laboratorium Hidraulik dan Hidrologi UGM.
- French, Richatd H. 1986. *Open-Channel Hydraulics*. Singapore : B & Jo Enterprise LTD.
- Sosrodarsono, S dan Takeda, K. 2006. *Hidrologi untuk Pengairan*. Jakarta : PT. Paradyna Paramita.
- Webber, N.B. 1974. *Fluid Mechanics For Civil Engineers*. London : Chapman and Hall.

Masrevaniah,Aniek.2012. **Konstruksi Bendungan Urugan Pelimpah Volume 2**. Malang
: Asrori.



HALAMAN INI SENGAJA DIKOSONGKAN

